Thạc sĩ **BÙI ĐỨC TIỂN**

Cẩm nang
KẾT CẤU XÂY DỰNG

(TÁI BẢN)

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2011

LỜI NÓI ĐẦU

Giọt nước nhớ nguồn
Kính tặng Tổng Cục Công Nghiệp Quốc Phòng

Trải qua hơn 40 năm lăn lộn với tính toán kết cấu, một lĩnh vực khoa học kỹ thuật có quá nhiều qui định, tôi đã nhậ ... âm nhiều phương pháp và công thức đến thuộc lòng, đã sử dụng chúng như bản năng của mình, đã đi sâu đến cội nguồn, lậ ... hiều bảng tính sẵn để vận dụng chúng một cách nhanh nhất, hiệu quả nhất.

Tôi đúc kết những kinh nghiệm ấy thành quyển "Cẩm nang kết cấu xây dựng" với 8 chương sau :

Chương I.	*Những phương pháp tính để giải bài toán kết cấu.*
Chương II.	*Những phương pháp lập và giải bài toán kết cấu.*
Chương III.	*Tính kết cấu mái : Kết cấu gỗ và kết cấu thép.*
Chương IV.	*Tính kết cấu sàn : Kết cấu bêtông cốt thép.*
Chương V.	*Tính kết cấu tường : Kết cấu gạch đá.*
Chương VI.	*Tính kết cấu móng : Nền đất và các biện pháp gia cố.*
Chương VII.	*Thiết kế tối ưu trong bài toán kết cấu.*
Chương VIII.	*Tính độ tin cậy của công trình trong kết cấu.*
Phụ lục.	*Những bản số cần thiết cho tính toán kết cấu.*

Mọi tài liệu liên quan cần thiết đều được trình bày khép kín cho từng chương.

Mong muốn của tôi là giúp các bạn trẻ rút ngắn thời gian nghiên cứu, có tài liệu vận dụng nhanh, dành nhiều thời gia ... áng tạo để đi sâu và đi xa hơn nữa trong khoa học kết cấu xây dựng. Ước mong thì lớn, nhưng không khỏi có những sai só ... ong các bạn bổ sung cho.

Chúc các bạn thành công.

Thạc sĩ BÙI ĐỨC TIỂN

LỜI NÓI ĐẦU

LẦN XUẤT BẢN THỨ HAI

Năm 1993, khi biên soạn cuốn cẩm nang kết cấu này, tôi dùng cách tính bằng máy tính bấm tay để giải hệ phương trìn hính tắc : đối với hệ dưới ba ẩn thì thuận lợi dễ dàng, nhưng đối với hệ từ bốn ẩn trở lên thì việc tính tay nặng nề và dễ b hầm lẫn.

Năm 1995 sau khi biên soạn cuốn lập trình tính kết cấu, tôi thấy rằng nên đưa chương trình mẫu HEPTTT để giải h hương trình chính tắc vào cuốn cẩm nang kết cấu này để giúp bạn đọc và đồng nghiệp tiếp cận với máy vi tính.

Đồng thời tôi cũng bổ sung hoàn chỉnh các phương pháp tính kết cấu để bạn đọc và đồng nghiệp có cơ sở lý luận chắc chắ ề :

- *Phương pháp giải tích để giải các dầm cơ bản.*
- *Phương pháp lực để giải các kết cấu có ít ẩn.*
- *Phương pháp chuyển vị để giải các kết cấu nhiều ẩn.*
- *Phương pháp phân phối moment để giải nhanh các kết cấu.*

Tôi cũng lấy nhiều thí dụ giải bằng tất cả các phương pháp trên.

Mong rằng quyển cẩm nang kết cấu được bổ sung này thiết thực giúp ích cho bạn đọc và đồng nghiệp.

Thạc sĩ BÙI ĐỨC TIỂN

CHƯƠNG I

NHỮNG PHƯƠNG PHÁP TÍNH ĐỂ GIẢI BÀI TOÁN KẾT CẤU

I.1. TÍNH NHẨM - TÍNH TAY

Tính nhẩm, tính tay là cách tính cơ bản của người tính toán.

Dù ngày nay có máy vi tính, việc đưa số liệu vào và sử dụng số liệu ra vẫn phải thông qua những phép tính tay đơn giản : cộng, trừ, nhân, chia.

Yêu cầu tính nhẩm, tính tay là phải nhanh và chính xác.

Người cán bộ tính toán phải điêu luyện với cách tính cơ bản này.

I.1.1. CỘNG

Thông thường ta phải cộng những cột số dài. Kinh nghiệm cộng nhanh và chính xác có hai cách như sau :

CỘNG THEO 5 VÀ SỐ DƯ CỦA 5

- *Bước 1* : Đếm những số từ 5 trở lên, ta có 7.

- *Bước 2* : Cộng dồn số dư của phép chia cho 5, ta có 28.

- *Bước 3* : Nhẩm kết quả 7 x 5 + 28 = 63.

Thí dụ	Lý thuyết		Thực hành	
3		3		3
9	5	4	1	7
7	5	2	2	9
8	5	3	3	12
6	5	1	4	13
3		3		16
0				
4		4		20
9	5	4	5	24
3		3		27
5	5		6	
6	5	1	7	28
63	35	28	7 x 5 = 35 + 28	

CỘNG THEO LIÊN HIỆP CỦA 10 VÀ 20.

Liên hiệp của 10 là 1 + 9, 2 + 8, 3 + 7, 4 + 6, 5 + 5, 1 + 1 + 8, 1 + 2 + 7, 1 + 3 + 6, 1 + 4 + 5, 2 + 2 + 6, 2 + 3 + 5, 3 + 3 + 4, 4 + 4 + 2.

Liên hiệp của 20 là 2 + 9 + 9, 3 + 8 + 9, 4 + 7 + 9, 5 + 6 + 9, 4 + 8 + 8, 5 + 7 + 8, 6 + 6 + 8.

Thí dụ	Lý thuyết		Thực hành	
3	3			
9	9		20	
7		7		
8	8			27
6	6			
3		3		
0			30	
4	4			40
9	9			
3		3		
5	5			
6	6		60	63
63	50	13		63

- ***Bước 1*** : Nhóm 4 số đầu ta có 20 + 7 = 27

- ***Bước 2*** : Nhóm 4 số sau ta có 27 + 10 + 3 = 40

- ***Bước 3*** : Nhóm 4 số cuối ta có 40 + 20 + 3 = 63.

Cộng theo liên hiệp 10 và 20 thường nhanh và chính xác hơn cả cộng máy, vì không tốn thời gian đưa số vào máy.

Chủ yếu là người tính phải luyện cho quen.

I.1.2. NHÂN

Cần tận dụng những chứng minh toán học để thực hiện phép nhân nhẩm.

- Nhân với 0,25 là chia số đó cho 4.
- Nhân với 0,5 là chia số đó cho 2.
- Nhân với 2,5 là thêm số không rồi chia 4.

$$22 \times 2{,}5 = 220 : 4 = 55$$

- Nhân với 5 là thêm số không rồi chia 2.

$$42 \times 5 = 420 : 2 = 210$$

- Nhân với 9 là nhân 10 rồi trừ đi số đó.

$$35 \times 9 = 350 - 35 = 315$$

- Nhân với 11 là nhân 10 rồi cộng thêm số đó.

$$35 \times 11 = 350 + 35 = 385$$

• Khi số nhân có 2 con số thì chỉ cần cộng 2 số đó lại và đặt vào giữa.

$$35 \times 11 = 3|3 + 5|5 = 385$$

- Nhân hai số từ 10 đến 20 :

$$12 \times 14 = (12 + 4)|(2 \times 4) = 168$$

$$13 \times 13 = (13 + 3)|(3 \times 3) = 169$$

• Khi hai số đơn vị nhân nhau vượt mười thì ta cộng hàng chục vào số trước.

$$14 \times 18 = (14 + 8)|(4 \times 8) = 252$$

– Bình phương một số tận cùng là 5

$25^2 = 2 \times (2 + 1) \mid 25 = 625$

$85^2 = 8 \times (8 + 1) \mid 25 = 7225$

– Nhân hai số liên hiệp (a + b) (a – b)

$42 \times 38 = (40 + 2)(40 - 2) = 1600 - 4 = 1596$

– Thu gọn số khi nhân :

$6{,}5 \times 24 = 13 \times 12 = 156$

I.1.3. CHIA

Cần nhớ rằng : chia cho 1 số là nhân nghịch đảo của số đó, để biến phép chia thành phép nhân.

– Chia cho 0,5 là nhân số đó với 2.

$12 : 0{,}5 = 12 \times 2 = 24$

– Chia cho 0,25 là nhân số đó với 4.

$5 : 0{,}25 = 5 \times 4 = 20$

– Chia cho 2,5 là nhân 4 chia 10.

$8 : 2{,}5 = 8 \times 4 : 10 = 3{,}2$

* Cần tận dụng kết quả nhân nhẩm trong chia nhẩm.

I.2. GIẢI HỆ PHƯƠNG TRÌNH TUYẾN TÍNH THEO PHƯƠNG PHÁP GAUSS

Trong cơ học kết cấu ta thường phải giải hệ n phương trình tuyến tính có n ẩn số.

Có nhiều phương pháp giải nhưng cơ bản là phương pháp GAUSS và phương pháp MA TRẬN NGHỊCH ĐẢO.

Nội dung phương pháp GAUSS là khử dần các ẩn số để thu hệ về một phương trình cuối cùng $ax_n = b$.

+ Nếu $a \neq 0$ hệ có nghiệm.

+ Nếu $a = 0$; $b \neq 0$ hệ vô nghiệm.

+ Nếu $a = 0$; $b = 0$ hệ vô định.

Chương trình mẫu giải trên máy vi tính như sau :

```
Program HEPTTT;
Const        n = 3; m = 2; phay = ',';
Var          A : array [1..n, 1..n] of real;
             B, x : array [1..n, 1..m] of real;
             i, j, k; l : integer;
             c : real;
Begin           Writeln ('giai hepttt');
    For      i : = 1 to n do
    For      j : = 1 to n do
             Begin write ('a [', i, phay, j,'] = ');
                    readln (a [i, j]);
             End;
    For      i : = 1 to n do
    For      j : = 1 to m do
             Begin write ('b [', i, phay, j, '] = ');
                    readln (b [i, j]);
             End;
    For      i : = 1 to n do
    For      j : = i + 1 to n do
             Begin c : = a [j, i]/a [i,i];
    For      k : = 1 to n do
             a [j, k] : = a [j, k] – c*a [i, k];
```

```
    For     l : = 1 to m do
            b [j, l] : = b [j, l] – c*b [i, l];
            End;
    For     j : = 1 to m do
            Begin  x  [n, j] : = b [n, j]/a [n, n];
            End;
    For     j : = 1 to m do
    For     i : = n – 1 down to 1 do
            Begin c : = 0;
    For     k : = n down to i + 1 do
            c : = c + a [i, k] * x  [k, j];
            x [i, j] : = (b [i, j] – c/a [i, i];
            End;
    For     i : = 1 to n do
    For     j : = 1 to m do
            Begin writeln ('x [', i, phay, j, '] = ', x [i, j]);
            End;
    Readln;
End.
```

Nói theo toán học, phương pháp GAUSS là cách tam giác hóa ma trận hệ số với đường chéo chính toàn là số 1, tam giác dưới đường chéo chính gồm toàn hệ số không.

THÍ DỤ MINH HỌA

Giải theo phương pháp GAUSS hệ phương trình :

$$2x_1 - x_2 + 2x_3 = 9$$

$$3x_1 + x_2 - 3x_3 = 4$$

$$x_1 + x_2 - 2x_3 = 0$$

Khử x_1 bằng cách chia phương trình đầu cho 2

1 $\mathbf{x_1 - 0{,}5x_2 + x_3 = 4{,}5}$

2 $3x_1 + x_2 - 3x_3 = 4$

$-3x_1 + 1{,}5x_2 - 3x_3 = -13{,}5$

$\mathbf{0 + 2{,}5x_2 - 6x_3 = -9{,}5}$

3 $x_1 + x_2 - 2x_3 = 0$

$-x_1 + 0{,}5x_2 - x_3 = -4{,}5$

$\mathbf{0 + 1{,}5x_2 - 3x_3 = -4{,}5}$

Khử x_2 bằng cách chia phương trình 2 cho 2,5

2 $\mathbf{x_2 - 2{,}4x_3 = -3{,}8}$

3 $1{,}5x_2 - 3x_3 = -4{,}5$

$-1{,}5x_2 + 3{,}6x_3 = 5{,}7$

$\mathbf{0 + 0{,}6x_3 = 1{,}2}$

Hệ thu về $0{,}6x_3 = 1{,}2$ và ta có $x_3 = 2$. Tính ngược lên trên :

$x_2 = -3{,}8 + 2{,}4x_3 = -3{,}8 + 4{,}8 = 1$

$x_1 = 4{,}5 + 0{,}5x_2 - x_3 = 4{,}5 + 0{,}5 - 2 = 3$

Nghiệm duy nhất của hệ là :

$x_1 = 3;\ x_2 = 1;\ x_3 = 2.$

Bảng tính thực hành bố trí như sau :

x_1	x_2	x3	b
2	–1	2	9
3	1	–3	4
1	1	–2	0
1	–0,5	1	4,5
0	2,5	–6	–9,5
0	1,5	–3	–4,5
	1	–2,4	–3,8
	0	0,6	1,2
		x_3	2,0
			–3,8
			4,8
		x_2	1,0
			4,5
			0,5
			–2,0
		x_1	3,0

I.3. GIẢI HỆ PHƯƠNG TRÌNH TUYẾN TÍNH THEO MA TRẬN NGHỊCH ĐẢO

Ta có hệ phương trình tuyến tính :

$$a_{11}x_1 + a_{12}x_2 + ... + a_{1n}x_n = b_1$$
$$a_{21}x_1 + a_{22}x_2 + ... + a_{2n}x_n = b_2$$

. . . .

$a_{n1}x_1 + a_{n2}x_2 + ... + a_{nn}x_n = b_n$

Viết dưới dạng ma trận :

$$A.X = B$$

Trong đó A, X, B là những ma trận.

$$A = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & \cdots & a_{1n} \\ a_{21} & a_{22} & \cdots & a_{2n} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ a_{n1} & a_{n2} & \cdots & a_{nn} \end{bmatrix}; \quad X = \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \cdots \\ x_n \end{bmatrix}; \quad B = \begin{bmatrix} b_1 \\ b_2 \\ \cdots \\ b_n \end{bmatrix}$$

Ta tìm được nghiệm :

$$X = \frac{B}{A} = A^{-1}.B$$

A^{-1} là ma trận nghịch đảo của ma trận A.

Vậy muốn tìm nghiệm X của hệ ta cần tìm ma trận nghịch đảo A^{-1} của ma trận hệ số A và làm phép nhân ma trận $A^{-1}.B = X$.

Ngày nay người ta cũng đã lập trình mẫu để giải hệ n phương trình tuyến tính có n ẩn số theo ma trận nghịch đảo trên máy vi tính. Chúng ta chỉ việc đưa các ma trận A, B, X vào và lệnh cho máy giải theo ma trận nghịch đảo là có kết quả cần tính.

Nhưng để bạn đọc hiểu được phương pháp ma trận nghịch đảo và có thể vận dụng tự giải những hệ có hai, ba phương trình, tôi xin trình bày phần thực hành của phương pháp này.

Muốn hiểu tường tận, các bạn cần tìm đọc và nắm vững các phép tính về ma trận.

Trình tự tìm ma trận nghịch đảo A^{-1} của ma trận A cho trước như sau :

- Tìm det A tức là trị số của định thức A. Đây là một số đại số. Nếu det A = 0 thì ma trận A gọi là suy thoái và hệ không có nghiệm duy nhất.

- Lập ma trận A^T hay là ma trận chuyển trí của ma trận A, tức là đổi hàng ra cột, đổi cột ra hàng.

- Dựa theo A^T mà tìm $\tilde{A}$ hay là ma trận bù : với mỗi số hạng a_{ij} của A^T ta gạch đi hàng i và cột j rồi tính giá trị của định thức kèm theo dấu + khi i + j chẵn, dấu − khi i + j lẻ và đặt vào vị trí của a_{ij}.

- Cuối cùng ta có $$A^{-1} = \frac{1}{\det A}\tilde{A}$$

THÍ DỤ MINH HỌA

Giải theo ma trận nghịch đảo hệ phương trình :

$$2x_1 - x_2 + 2x_3 = 9$$
$$3x_1 + x_2 - 3x_3 = 4$$
$$x_1 + x_2 - 2x_3 = 0$$

Viết dạng ma trận A . X = B ta có :

$$A = \begin{bmatrix} 2 & -1 & 2 \\ 3 & 1 & -3 \\ 1 & 1 & -2 \end{bmatrix}; \quad X = \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{bmatrix}; \quad B = \begin{bmatrix} 9 \\ 4 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Nghiệm của hệ là $X = A^{-1}.B$

Tìm A^{-1} theo trình tự sau :

- det A : với ma trận bậc 3 theo luật Sarrus tích 3 hệ số sõ song song đường chéo chính mang dấu dương; tích 3 hệ số song song đường chéo phụ mang dấu âm :

$$\det A = -2.1.2 + 3.1.2 + 1.3.1 - 1.1.2 - 3.1.2 + 1.2.3$$
$$= -4 + 6 + 3 - 2 - 6 + 6 = 3$$

$$A^T = \begin{bmatrix} 2 & 3 & 1 \\ -1 & 1 & 1 \\ 2 & -3 & -2 \end{bmatrix}$$

$$\tilde{A} = \begin{bmatrix} +\begin{vmatrix} 1 & 1 \\ -3 & -2 \end{vmatrix} & -\begin{vmatrix} -1 & 1 \\ 2 & -2 \end{vmatrix} & +\begin{vmatrix} -1 & 1 \\ 2 & -3 \end{vmatrix} \\ -\begin{vmatrix} 3 & 1 \\ -3 & -2 \end{vmatrix} & +\begin{vmatrix} 2 & 1 \\ 2 & -2 \end{vmatrix} & -\begin{vmatrix} 2 & 3 \\ 2 & -3 \end{vmatrix} \\ +\begin{vmatrix} 3 & 1 \\ 1 & 1 \end{vmatrix} & -\begin{vmatrix} 2 & 1 \\ -1 & 1 \end{vmatrix} & +\begin{vmatrix} 2 & 3 \\ -1 & 1 \end{vmatrix} \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} 3-2 & 2-2 & 3-2 \\ 6-3 & -4-2 & 6+6 \\ 3-1 & -2-1 & 2+3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 1 \\ 3 & -6 & 12 \\ 2 & -3 & 5 \end{bmatrix}$$

$$A^{-1} = \frac{1}{3}\begin{bmatrix} 1 & 0 & 1 \\ 3 & -6 & 12 \\ 2 & -3 & 5 \end{bmatrix}$$

Nghiệm của hệ là : $X = A^{-1}.B$

$$\begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{bmatrix} = \frac{1}{3}\begin{bmatrix} 1 & 0 & 1 \\ 3 & -6 & 12 \\ 2 & -3 & 5 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 9 \\ 4 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Tính chi tiết ra ta có :

$$x_1 = \frac{1 \times 9 + 0 \times 4 + 1 \times 0}{3} = \frac{9}{3} = 3$$

$$x_2 = \frac{3 \times 9 - 6 \times 4 + 12 \times 0}{3} = \frac{3}{3} = 1$$

$$x_3 = \frac{2 \times 9 - 3 \times 4 + 5 \times 0}{3} = \frac{6}{3} = 2$$

Đây là nghiệm duy nhất của hệ phương trình.

CHƯƠNG II

NHỮNG PHƯƠNG PHÁP LẬP VÀ GIẢI BÀI TOÁN KẾT CẤU

II.1. PHƯƠNG PHÁP GIẢI TÍCH

Phương pháp giải tích là phương pháp lý thuyết để giải chính xác các hệ kết cấu loại dầm.

Qua khảo sát lý thuyết một đoạn dầm ta có :

$$\frac{dy}{dx} = \theta \ ; \quad \frac{d\theta}{dx} = \frac{M}{EJ} \ ; \quad \frac{dM}{dx} = Q; \quad \frac{dQ}{dx} = q$$

Như vậy khi đã biết tải trọng, bằng bốn phép tích phân liên tiếp ta tính được :

$$Q = \int q dx + Q_0 \ ; \qquad M = \int Q dx + M_0$$

$$\theta = \int \frac{M dx}{EJ} + \theta_0; \qquad y = \int \theta dx + y_0$$

Q_0, M_0, θ_0, y_0 xác định theo điều kiện biên. Với hệ 4 phương trình, 4 ẩn và 4 điều kiện biên, lúc nào ta cũng giải được bài toán kết cấu dầm theo phương pháp giải tích.

Quy ước về dấu như sau :

- q và Q chiều đi lên là dương.
- M thớ căng ở dưới là dương.
- θ góc xoay lên trên là dương.
- y dầm bị võng xuống là âm.

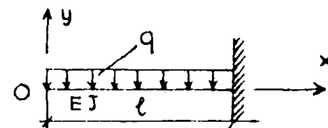
Dùng biến không thứ nguyên $\frac{x}{l}$ ta lần lượt giải các loại dầm từ đơn giản đến phức tạp.

II.1.1. DẦM CÔNG SON

Điều kiện biên $Q_A = M_0 = 0 \ ; \ \theta_l = y_l = 0$

Tải đều

Thí dụ II.1.



$$Q = ql\left[-\frac{x}{l}\right]$$

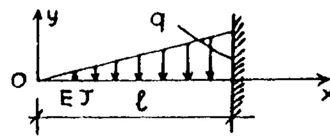
$$M = \frac{ql^2}{2}\left[-\frac{x^2}{l^2}\right];$$

$$\theta = \frac{ql^3}{6EJ}\left[1 - \frac{x^3}{l^3}\right]; \qquad y = \frac{ql^4}{24EJ}\left[-3 + 4\frac{x}{l} - \frac{x^4}{l^4}\right];$$

Kết quả tính toán :

$\frac{x}{l}$	hệ số	0,00	0,25	0,50	0,75	1,00
Q	ql	0	–0,25	–0,50	–0,75	–1
M	$\frac{ql^2}{2}$	0	–0,06	–0,25	–0,56	–1
θ	$\frac{ql^3}{6EJ}$	1	0,984	0,875	0,0578	0
y	$\frac{ql^4}{24EJ}$	–3	–2,004	–1,063	–0,316	0

Tải tam giác



Thí dụ II.2.

$$Q = \frac{ql}{2}\left[-\frac{x^2}{l^2}\right] \quad ; \quad M = \frac{ql^2}{6}\left[-\frac{x^3}{l^3}\right];$$

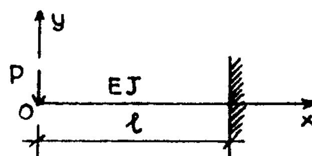
$$\theta = \frac{ql^3}{24EJ}\left[1 - \frac{x^4}{l^4}\right] \quad ; \quad y = \frac{ql^4}{120EJ}\left[-4 + 5\frac{x}{l} - \frac{x^5}{l^5}\right];$$

Kết quả tính toán :

$\frac{x}{l}$	hệ số	0,00	0,25	0,50	0,75	1,00
Q	$\frac{ql}{2}$	0	–0,063	–0,25	–0,563	–1
M	$\frac{ql^2}{6}$	0	–0,016	–0,125	–0,422	–1
θ	$\frac{ql^3}{24EJ}$	1	0,996	0,937	0,684	0
y	$\frac{ql^4}{120EJ}$	–4	–2,751	–1,531	–0,487	0

Tải tập trung :

Thí dụ II.3.



$$Q = -P \quad ; \quad M = Pl\left[-\frac{x}{l}\right];$$

$$\theta = \frac{Pl^2}{2EJ}\left[1 - \frac{x^2}{l^2}\right] \quad ; \quad y = \frac{Pl^3}{6EJ}\left[-2 + 3\frac{x}{l} - \frac{x^3}{l^3}\right];$$

Kết quả tính toán :

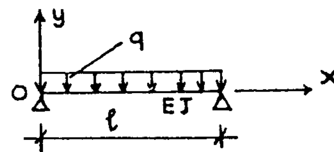
$\frac{x}{l}$	hệ số	0,00	0,25	0,50	0,75	1,00
Q	P	0	–1	–1	–1	–1
M	Pl	0	–0,25	–0,50	–0,75	–1,00
θ	$\frac{Pl^2}{2EJ}$	1	0,938	0,75	0,438	0
y	$\frac{Pl^3}{6EJ}$	–2	–1,266	–0,625	–0,172	0

II.1.2. DẦM KÊ ĐƠN

Điều kiện biên $M_0 = M_l = 0$; $y_0 = y_l = 0$

Tải đều

Thí dụ II.4.



$$Q = \frac{ql}{2}\left[1 - 2\frac{x}{l}\right]; \qquad M = \frac{ql^2}{2}\left[\frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2}\right];$$

$$\theta = \frac{ql^3}{24EJ}\left[-1 + 6\frac{x^2}{l^2} - 4\frac{x^3}{l^3}\right];$$

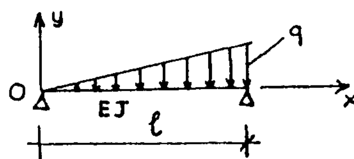
$$y = \frac{ql^4}{24EJ}\left[-\frac{x}{l} + 2\frac{x^3}{l^3} - \frac{x^4}{l^4}\right];$$

Kết quả tính toán :

$\frac{x}{l}$	hệ số	0,00	0,25	0,50	0,75	1,00
Q	$\frac{ql}{2}$	1	0,5	0,0	–0,5	–1,0
M	$\frac{ql^2}{8}$	0	0,75	1	0,75	[illegible]
θ	$\frac{ql^3}{24EJ}$	–1	–0,688	0	0,688	
y	$\frac{ql^4}{384EJ}$	0	–3,6	–5	–3,6	[illegible]

Tải tam giác

Thí dụ II.5.



$$Q = \frac{ql}{3}\left[1 - 3\frac{x^2}{l^2}\right]; \quad M = \frac{ql^2}{6}\left[\frac{x}{l} - \frac{x^3}{l^3}\right];$$

$$\theta = \frac{ql^3}{360EJ}\left[-7 + 30\frac{x^2}{l^2} - 15\frac{x^4}{l^4}\right];$$

$$y = \frac{ql^4}{360EJ}\left[-7\frac{x}{l} + 10\frac{x^3}{l^3} - 3\frac{x^5}{l^5}\right];$$

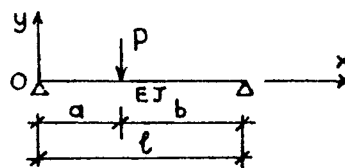
Kết quả tính toán :

$\frac{x}{l}$	0,00	0,25	0,50	0,519	0,577	0,75	1,00
$Q = \frac{ql}{2}$	0,333	0,271	0,083	0,128	0 ↓	−0,229	−0,667
$M = \frac{ql^2}{8}$	0 ↓	0,313	0,50	0,505	0,513	0,437	0 ↓
$\theta = \frac{ql^3}{24EJ}$	−0,47	−0,346	−0,029	0 ↓	0,088	0,342	0,53
$y = \frac{ql^4}{384EJ}$	0	−1,703	−2,50	−2,505	−2,166	−1,859	0

Tải tập trung :

Thí dụ II.6.

Phân dầm ra 2 đoạn :



Đoạn trước P :

$$Q = P \cdot \frac{b}{l} \quad ; \qquad M = Pb\frac{x}{l}$$

$$\theta = \frac{P}{6EJ}\left[3\frac{bx^2}{l} + \frac{b}{l}(b^2 - l^2)\right];$$

$$y = \frac{P}{6EJ}\left[\frac{bx^3}{l} + \frac{bx}{l}(b^2 - l^2)\right];$$

Đoạn sau P :

$$Q = -P \cdot \frac{a}{l} \quad ; \qquad M = Pa\left[1 - \frac{x}{l}\right]$$

$$\theta = \frac{P}{6EJ}\left[3\frac{bx^2}{l} - 3(x-a)^2 + \frac{b}{l}(b^2 - l^2)\right];$$

$$y = \frac{P}{6EJ}\left[\frac{bx^3}{l} - (x-a)^3 + \frac{bx}{l}(b^2 - l^2)\right];$$

Đặc biệt khi $a = b = \frac{l}{2}$

$Q = \frac{P}{2}$ $\qquad$ $Q = -\frac{P}{2}$

$M = \frac{Pl}{2} \cdot \frac{x}{l}$ $\qquad$ $M = \frac{Pl}{2}\left[1 - \frac{x}{l}\right]$

$\theta = \frac{Pl^2}{16EJ}\left[-1 + 4\frac{x^2}{l^2}\right]$ $\qquad$ $\theta = \frac{Pl^2}{16EJ}\left[-3 + 8\frac{x}{l} - 4\frac{x^2}{l^2}\right]$

$y = \frac{Pl^3}{48EJ}\left[-3\frac{x}{l} + 4\frac{x^3}{l^3}\right]$ $\qquad$ $y = \frac{Pl^3}{48EJ}\left[1 - 9\frac{x}{l} + 12\frac{x^2}{l^2} - 4\frac{x^3}{l^3}\right]$

Kết quả tính toán :

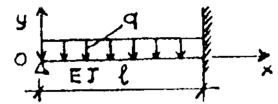
$\frac{x}{l}$	0,00	0,25	0,50	0,75	1,00
$Q = \frac{P}{2}$	1	1	0 ↓	-1	-1
$M = \frac{Pl}{2}$	0 ↓	0,25	0,50	0,25	0 ↓
$\theta = \frac{Pl^2}{16EJ}$	-1	-0,75	0 ↓	0,75	1
$y = \frac{Pl^3}{48EJ}$	0	-0,6875	-1	-0,6875	0

II.1.3. DẦM NGÀM MỘT ĐẦU

Điều kiện biên $M_0 = y_0 = 0$; $\theta_l = y_l = 0$

Tải đều

Thí dụ II.7.



$$Q = \frac{ql}{8}\left[3 - 8\frac{x}{l}\right]$$

$$M = \frac{ql^2}{8}\left[3\frac{x}{l} - 4\frac{x^2}{l^2}\right];$$

$$\theta = \frac{ql^3}{48EJ}\left[-1 + 9\frac{x^2}{l^2} - 8\frac{x^3}{l^3}\right];$$

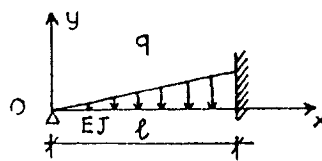
$$y = \frac{ql^4}{48EJ}\left[-\frac{x}{l} + 3\frac{x^3}{l^3} - 2\frac{x^4}{l^4}\right];$$

Kết quả tính toán :

$\frac{x}{l}$	0,00	0,25	0,375	0,4215	0,50	0,75	1,00
$Q = \frac{ql}{2}$	0,75	0,25	0	−0,093	−0,25	−0,75	−1,25
$M = \frac{ql^2}{8}$	0	0,50	0,5625	0,554	0,50	0	−1,0
$\theta = \frac{ql^3}{24EJ}$	−0,5	−0,28	−0,0781	0	0,125	0,344	0
$y = \frac{ql^4}{384EJ}$	0	−1,69	−2,0512	−2,076	−2,00	−0,938	0

Tải tam giác

Thí dụ II.8.



$$Q = \frac{ql}{10}\left[1 - 5\frac{x^2}{l^2}\right]$$

$$M = \frac{ql^2}{30}\left[3\frac{x}{l} - 5\frac{x^3}{l^3}\right];$$

$$\theta = \frac{ql^3}{120EJ}\left[-1 + 6\frac{x^2}{l^2} - 5\frac{x^4}{l^4}\right]$$

$$y = \frac{ql^4}{120EJ}\left[-\frac{x}{l} + 2\frac{x^3}{l^3} - \frac{x^5}{l^5}\right]$$

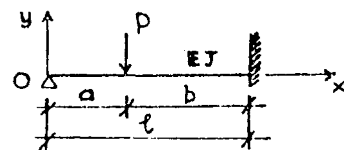
Kết quả tính toán :

$\frac{x}{l}$	0,00	0,25	0,4472	0,50	0,75	0,7746	1,00
$Q = \frac{ql}{2}$	0,2	0,1375	0	–0,05	–0,3625	–0,40	–0,8
$M = \frac{ql^2}{8}$	0	0,179	0,48	0,233	0,038	0	–0,533
$\theta = \frac{ql^3}{24EJ}$	–0,2	–0,129	0	0.0375	0,159	0,16	0
$y = \frac{ql^4}{384EJ}$	0	–0,703	–0,916	–0,9	–0,459	–0,397	0

Tải tập trung :

Thí dụ II.9.

Phân dầm ra 2 đoạn :



Đoạn trước P :

$$Q = \frac{P}{2}\left[3\frac{b^2}{l^2} - \frac{b^3}{l^3}\right]$$

$$M = \frac{Pl}{2}\left[3\frac{b^2}{l^2} - \frac{b^3}{l^3}\right]\frac{x}{l}$$

$$\theta = \frac{Pl^2}{4EJ}\left[\frac{b^2}{l^2}\left(3 - \frac{b}{l}\right)\frac{x^2}{l^2} + \frac{b^2}{l^2}\left(\frac{b}{l} - 1\right)\right]$$

$$y = \frac{Pl^3}{12EJ}\left[\frac{b^2}{l^2}\left(3 - \frac{b}{l}\right)\frac{x^3}{l^3} + 3\frac{b^2}{l^2}\left(\frac{b}{l} - 1\right)\frac{x}{l}\right]$$

Đoạn sau P :

$$Q = \frac{P}{2}\left[-2 + 3\frac{b^2}{l^2} - \frac{b^3}{l^3}\right]$$

$$M = \frac{Pl}{2}\left[-2 + 3\frac{b^2}{l^2} - \frac{b^3}{l^3}\right]\frac{x}{l} + Pa$$

$$\theta = \frac{Pl^2}{4EJ}\left[\frac{b^2}{l^2}\left(3 - \frac{b}{l}\right)\frac{x^2}{l^2} - 2\left(\frac{x}{l} - \frac{a}{l}\right)^2 + \frac{b^2}{l^2}\left(\frac{b}{l} - 1\right)\right];$$

$$y = \frac{Pl^3}{12EJ}\left[\frac{b^2}{l^2}\left(3 - \frac{b}{l}\right)\frac{x^3}{l^3} - 2\left(\frac{x}{l} - \frac{a}{l}\right)^3 + 3\frac{b^2}{l^2}\left(\frac{b}{l} - 1\right)\frac{x}{l}\right]$$

Đặc biệt khi $a = b = \frac{l}{2}$

Đoạn trước P :

$$Q = \frac{5P}{16} \quad ; \quad M = \frac{5Pl}{16} \cdot \frac{x}{l}$$

$$\theta = \frac{Pl^2}{32EJ}\left[-1 + 5\frac{x^2}{l^2}\right]; \quad y = \frac{Pl^3}{96EJ}\left[-3\frac{x}{l} + 5\frac{x^3}{l^3}\right]$$

Đoạn sau P :

$$Q = -\frac{11P}{16} \quad ; \quad M = \frac{Pl}{16}\left[8 - 11\frac{x}{l}\right];$$

$$\theta = \frac{Pl^2}{32EJ}\left[-5 + 16\frac{x}{l} - 11\frac{x^2}{l^2}\right];$$

$$y = \frac{Pl^3}{96EJ}\left[2 - 15\frac{x}{l} + 24\frac{x^2}{l^2} - 11\frac{x^3}{l^3}\right]$$

Kết quả tính toán :

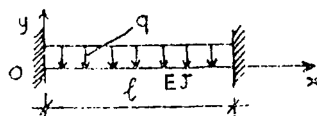
$\frac{x}{l}$	0,00	0,25	0,447	0,50	0,727	0,75	1,00
$Q = \frac{P}{2}$	0,625	0,625	0,625	0 ↓	-1,375	-1,375	-1,375
$M = \frac{Pl}{2}$	0 ↓	0,156	0,2794	0,3125	0 ↓	-0,3125	-0,375
$\theta = \frac{Pl^2}{16EJ}$	-0,5	-0,344	0 ↓	0,125	0,409	0,406	0
$y = \frac{Pl^3}{48EJ}$	0	-0,336	-0,448	-0,4375	-0,2235	-0,195	0

II.1.4. DẦM NGÀM HAI ĐẦU

Điều kiện biên $\theta_0 = y_0 = \theta_l = y_l = 0$

Tải đều

Thí dụ II.10.



$$Q = \frac{ql}{2}\left[1 - 2\frac{x}{l}\right];$$

$$M = \frac{ql^2}{8}\left[-\frac{2}{3} + 4\frac{x}{l} - 4\frac{x^2}{l^2}\right];$$

$$\theta = \frac{ql^3}{24EJ}\left[-2\frac{x}{l} + 6\frac{x^2}{l^2} - 4\frac{x^3}{l^3}\right];$$

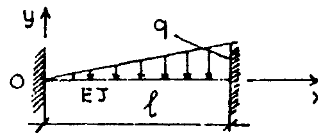
$$y = \frac{ql^4}{384EJ}\left[-16\frac{x^2}{l^2} + 32\frac{x^3}{l^3} - 16\frac{x^4}{l^4}\right]$$

Kết quả tính toán :

$\frac{x}{l}$	0,00	0,211	0,25	0,50	0,75	0,789	1,00
$Q = \frac{ql}{2}$	1	0,588	0,5	0	–0,5	–0,578	–1
$M = \frac{ql^2}{8}$	–0,667	0	0,083	0,033	0,083	0	–0,667
$\theta = \frac{ql^3}{24EJ}$	0	–0,192	–0,188	0	0,188	0,192	0
$y = \frac{ql^4}{384EJ}$	0	–0,443	–0,562	–1	–0,562	–0,443	0

Tải tam giác

Thí dụ II.11.



$$Q = \frac{ql}{20}\left[3 - 10\,\frac{x^2}{l^2}\right];$$

$$M = \frac{ql^2}{60}\left[-2 + 9\,\frac{x}{l} - 10\,\frac{x^3}{l^3}\right];$$

$$\theta = \frac{ql^3}{240EJ}\left[-8\,\frac{x}{l} + 18\,\frac{x^2}{l^2} - 10\,\frac{x^4}{l^4}\right];$$

$$y = \frac{ql^4}{240EJ}\left[-4\,\frac{x^2}{l^2} + 6\,\frac{x^3}{l^3} - 2\,\frac{x^5}{l^5}\right]$$

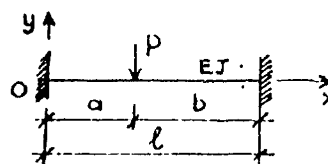
Kết quả tính toán :

$\frac{x}{l}$	0,00	0,237	0,25	0,50	0,525	0,548	0,75	0,808	1,00
$Q = \frac{ql}{2}$	0,3	0,244	0,238	0,05	0,024	0 ↓	–0,263	–0,353	–0,7
$M = \frac{ql^2}{8}$	–0,267	0 ↓	0,125	0,167	0,170	0,171	0,071	0 ↓	–0,4

$\frac{x}{l}$	0,00	0,237	0,25	0,50	0,525	0,548	0,75	0,808	1,00
$= \frac{ql^3}{24EJ}$	0	↓ -0,092	-0,091	-0,0125	0	0,012	0,096	↓ 0,103	0
$= \frac{ql^4}{384EJ}$	0	-0,234	-0,253	-0,500	↓ -0,502	-0,501	-0,309	-0,216	0

Tải tập trung :

Thí dụ II.12.



Phân dầm ra 2 đoạn :

Đoạn trước P

$$Q = P \frac{b^2}{l^2} \left[1 + 2 \frac{a}{l} \right];$$

$$M = \frac{Pb^2}{l^2} \left[1 + 2 \frac{a}{l} \right] x - Pa \frac{b^2}{l^2};$$

$$\theta = \frac{P}{EJ} \left[\frac{b^2}{l^2} \left(1 + 2 \frac{a}{l} \right) \frac{x^2}{2} - a \frac{b^2}{l^2} x \right];$$

$$y = \frac{P}{6EJ} \left[\frac{b^2}{l^2} \left(1 + 2 \frac{a}{l} \right) x^3 - 3a \frac{b^2}{l^2} x^2 \right]$$

Đoạn sau P :

$$Q = \frac{Pb^2}{l^2}\left[1 + 2\frac{a}{l}\right] - P ;$$

$$M = \frac{Pb^2}{l^2}\left[1 + 2\frac{a}{l}\right]x - P(x - a) - Pa\frac{b^2}{l^2} ;$$

$$\theta = \frac{P}{EJ}\left[\frac{b^2}{l^2}\left(1 + 2\frac{a}{l}\right)\frac{x^2}{2} - \frac{(x-a)^2}{2} - a\frac{b^2}{l^2}x\right] ;$$

$$y = \frac{P}{6EJ}\left[\frac{b^2}{l^2}\left(1 + 2\frac{a}{l}\right)x^3 - (x - a)^3 - 3a\frac{b^2}{l^2}x^2\right]$$

Đặc biệt khi $a = b = \frac{l}{2}$

Đoạn trước P :

$$Q = \frac{P}{2};$$

$$M = \frac{Pl}{8}\left[-1 + 4\frac{x}{l}\right];$$

$$\theta = \frac{Pl^2}{8EJ}\left[-\frac{x}{l} + 2\frac{x^2}{l^2}\right];$$

Đoạn sau P :

$$Q = -\frac{P}{2} ;$$

$$M = \frac{Pl}{8}\left[3 - 4\frac{x}{l}\right];$$

$$\theta = \frac{Pl^2}{8EJ}\left[-1 + 3\frac{x}{l} - 2\frac{x^2}{l^2}\right]$$

$$y = \frac{Pl^3}{48EJ}\left[-3\frac{x^2}{l^2} + 4\frac{x^3}{l^3}\right]; \qquad y = \frac{Pl^3}{48EJ}\left[1 - 6\frac{x}{l} + 9\frac{x^2}{l^2} - 4\frac{x^3}{l^3}\right]$$

Kết quả tính toán :

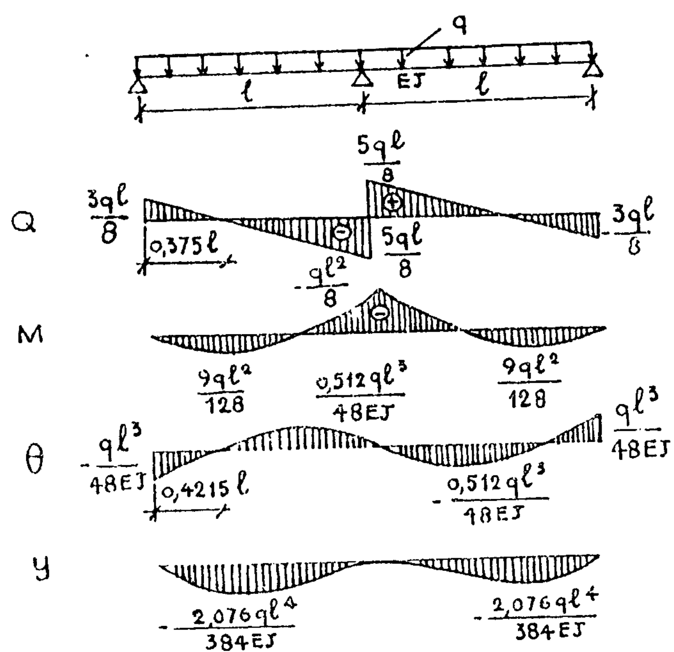
$\frac{x}{l}$	0,00	0,25	0,50	0,75	1,00
$Q = \frac{P}{2}$	1	1	0	–1	–1
$M = \frac{Pl}{2}$	–0,25	0	0,25	0	–0,25
$\theta = \frac{Pl^2}{16EJ}$	0	–0,25	0	0,25	0
$y = \frac{Pl^3}{48EJ}$	0	–0,125	–0,25	–0,125	0

II.1.5. DẦM HAI NHỊP ĐỀU

Về lý thuyết dầm hai nhịp đều là hai dầm một đầu ngàm ghép lại. Công thức tính toán như ở trên; ở đây ghi lại các biểu đồ nội lực theo kết quả tính :

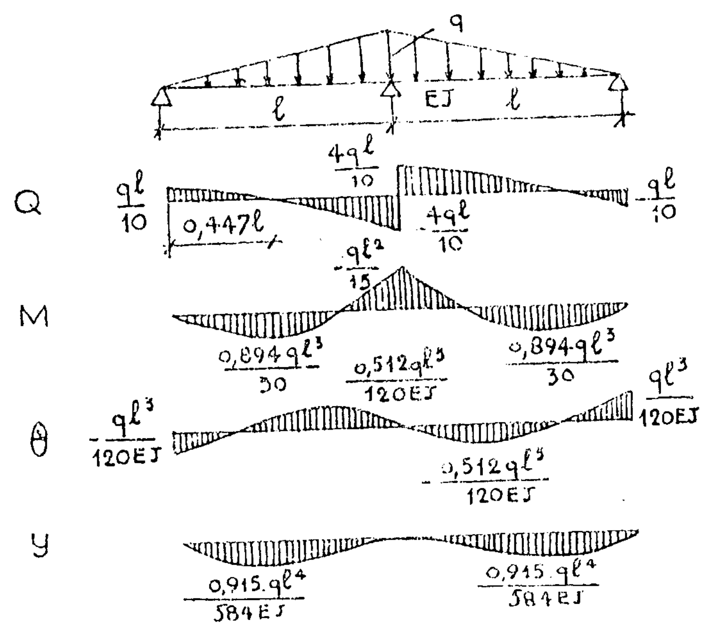
Tải đều

Thí dụ II.13.



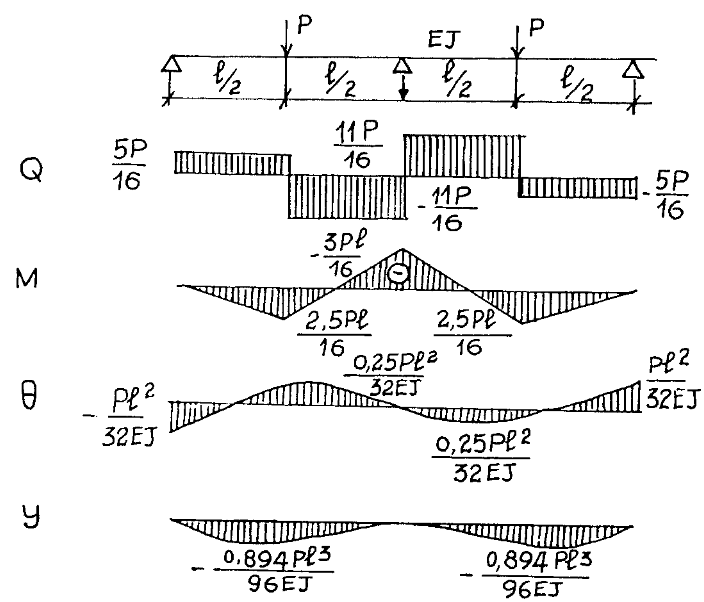
Tải tam giác

Thí dụ II.14.



Tải tập trung

Thí dụ II.15.



II.2 PHƯƠNG PHÁP LỰC

Phương pháp lực là một trong hai phương pháp cơ bản để giải kết cấu siêu tĩnh. Thường dùng hệ cơ bản.

Hệ cơ bản là hệ siêu tĩnh, bỏ đi các liên kết thừa và thay bằng phản lực ẩn, để trở thành hệ tĩnh định.

Lập biểu đồ moment do tải trọng gây ra trên hệ cơ bản.

Cho các ẩn số bằng đơn vị và lập biểu đồ moment đơn vị do ẩn số gây ra trên hệ cơ bản.

Tính các chuyển vị đơn vị bằng cách nhân biểu đồ vérésaghin.

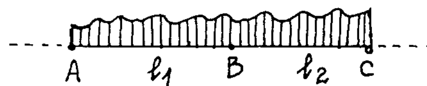
Lập và giải phương trình chính tắc ta tìm dược các lực ẩn.

Từ biểu đồ moment do tải trọng gây ra trên hệ cơ bản, cộng thêm biểu đồ moment do các lực ẩn gây ra ta có biểu đồ moment của hệ.

Từ biểu đồ moment ta lập biểu đồ lực cắt và lực dọc của hệ.

Riêng đối với dầm liên tục, phương pháp lực đưa đến phương trình ba moment.

$l_1 M_A + 2(l_1 + l_2) M_B + l_Z M_C = -6 [B_{gi}^{tr} + B_{gi}^{ph}]$ trong đó B_{gi}^{tr} , B_{gi}^{ph} gọi là phản lực giả do tải trọng là biểu đồ moment gây ra tại gối cần tính



BẢNG PHẢN LỰC GIẢ

Sơ đồ dầm	A_{gi}	B_{gi}
A, B, q, ℓ (tải phân bố đều)	$\frac{q\ell^3}{24}$	$\frac{q\ell^3}{24}$
A, B, P ở giữa, ℓ/2, ℓ/2	$\frac{P\ell^2}{16}$	$\frac{P\ell^2}{16}$
A, B, P, a, b	$\frac{Pab(\ell+b)}{6\ell}$	$\frac{Pab(\ell+a)}{6\ell}$
A, B, M ở giữa, ℓ/2, ℓ/2	$-\frac{M\ell}{24}$	$\frac{M\ell}{24}$

Thí dụ II.16.

Dầm liên tục 2 nhịp đều :

Ta biết : $M_A = M_C = 0$ nên phương trình ba moment còn :

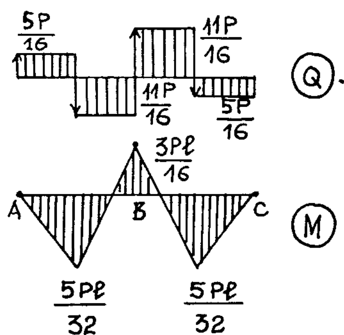
$$4lM_B = -6\left[\frac{Pl^2}{16} + \frac{Pl^2}{16}\right]$$

Tính ra $M_B = -\frac{3Pl}{16} = -0{,}1875\ Pl$

M_B bằng moment ngàm của dầm ngàm một đầu.

Tính ra $Q = \frac{8P}{16} = \frac{3P}{16}$

$M_1 = M_2 = \frac{5P}{16} \times \frac{l}{2} = \frac{5Pl}{32}$



Biểu đồ Q, M như bên.

Thí dụ II.17. Dầm liên tục 3 nhịp đều.

Ta biết $M_A = M_D = 0$

Do đối xứng $M_B = M_C$

Phương trình 3 moment còn :

$$4lM_B + lM_B = -6\left[\overbrace{\frac{ql^3}{24} + \frac{ql^3}{24}}^{\text{do g}}\right];\ -6\left[\overbrace{\frac{Pl^2}{16} + \frac{Pl^2}{16}}^{\text{do P}}\right]$$

Giải ra $M_B = -0{,}100\ ql^2;\ -0{,}150\ Pl$

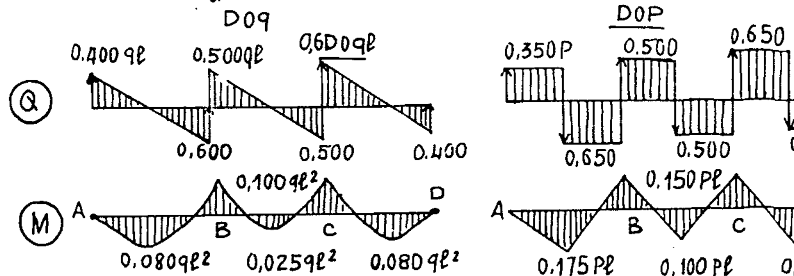
Tính ra $Q_{AB} = (0{,}500 \pm 0{,}100)\ ql$; $(0{,}500 \pm 0{,}150)$ P

$Q_{BC} = 0{,}500\ ql$; $0{,}500$ P

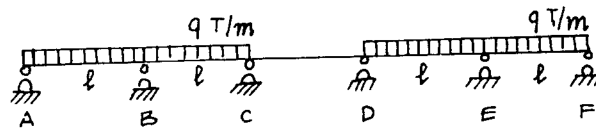
$M_1 = 0{,}080\ ql^2$; $0{,}175\ Pl$

$M_2 = 0{,}025\ ql^2$; $0{,}100\ Pl$

Biểu đồ Q, M như sau :



Thí dụ II.18. Dầm 5 nhịp đều, chịu tải phân bố 4 nhịp.



Ta biết $M_A = M_F = 0$; do đối xứng $M_B = M_E$; $M_C = M_D$;

Hệ phương trình 3 moment thu về :

$$4\,lM_B + lM_C = -6\left[\frac{ql^3}{24} + \frac{ql^3}{24}\right] ;$$

$$lM_B + 5\,lM_C = -6\left[\frac{ql^3}{24} + 0\right] ;$$

Giải ra ta có : $M_B = -0{,}118421\;ql^2$

$M_C = -0{,}026316\;ql^2$

Nếu q = 2 T/m và l = 6 m thì $M_B = -8{,}526$ Tm

$M_C = -1{,}895$ Tm.

Tính ra : $Q_{AB} = 6^T \pm 1{,}421^T$

$Q_{BC} = 6^T \pm 1{,}105^T$

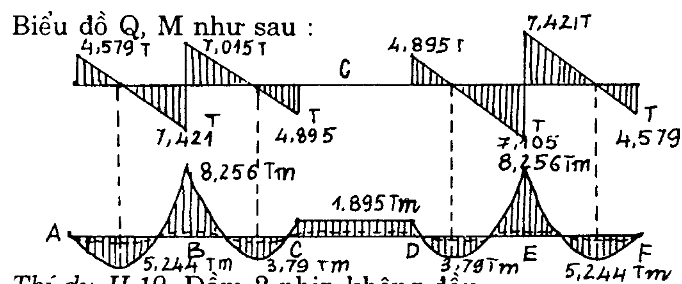
$Q_{CD} = 0$

$M_1 = 5{,}244$ Tm

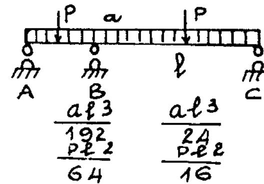
$M_2 = 9 - 5{,}21 = 3{,}79$ Tm

$M_3 = -1{,}895$ Tm (uốn thuần túy)

Biểu đồ Q, M như sau :



Thí dụ II.19. Dầm 2 nhịp không đều



Ta biết $M_A = M_C = 0$

Phản lực giả do q $\quad \frac{al^3}{192} \quad \frac{al^3}{24}$

Phản lực giả do P $\quad \frac{Pl^2}{64} \quad \frac{Pl^2}{16}$

Phương trình 3 moment còn

$$3\,lM_B = -6\left[\frac{ql^3}{192} + \frac{ql^3}{24}\right]_{\text{do q}} ; \quad -6\left[\frac{Pl^2}{64} + \frac{Pl^2}{16}\right]_{\text{do P}}$$

Giải ra $M_B = -\frac{3}{32}ql^2 \quad ; \quad -\frac{5}{32}Pl$

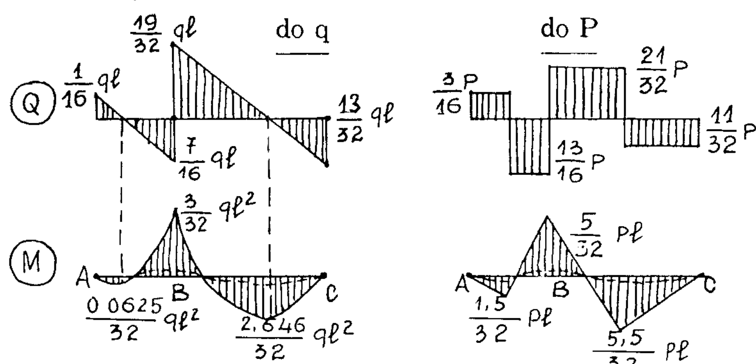
Tính ra $\quad Q_{AB} = \frac{1}{4}ql \pm \frac{3}{16}ql; \quad \frac{1}{2}P \pm \frac{5}{16}P$

$$Q_{BC} = \frac{1}{2}ql \pm \frac{3}{32}ql; \quad \frac{1}{2}P \pm \frac{5}{32}P$$

$$M_1 = \frac{0{,}0625ql^2}{32} \quad ; \quad \frac{1{,}5}{32}Pl$$

$$M_2 = \frac{2{,}646ql^2}{32} \quad ; \quad \frac{5{,}5}{32} Pl$$

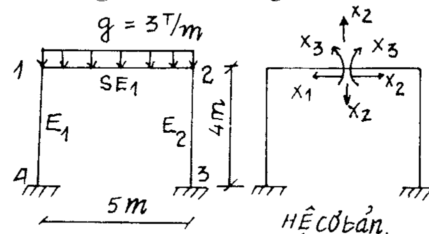
Biểu đồ Q và M như sau :

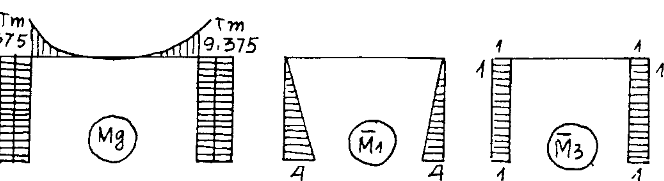


Thí dụ II.20. Khung 1 nhịp đối xứng; tải đối xứng

Bậc siêu tĩnh của hệ là 3. Hệ 3 ẩn là x_1 x_2 x_3.

Nếu cắt hệ theo trục đối xứng ành hệ cơ bản thì do tính đối ng, ẩn phản xứng x_2 bằng không.





Lập các biểu đồ M_q, $\overline{M_1}$, $\overline{M_3}$ trên hệ cơ bản.

Tính các hệ số chính, hệ số phụ, số hạng tự do, the cách nhận biểu đồ vế vérésaghin

$$\delta_{11} = \frac{2}{EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot 4 \cdot 4 \cdot \frac{2}{3} \cdot 4 = \frac{128}{3E_1} = \frac{42{,}667}{EI}$$

$$\delta_{33} = \frac{2}{5EI} \cdot 1 \cdot 2 \cdot 5 \cdot 1 + \frac{2}{EI} \cdot 1 \cdot 4 \cdot 1 = \frac{9}{E_1}$$

$$\delta_{13} = \delta_{31} = \frac{2}{EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot 4 \cdot 4 \cdot 1 = \frac{16}{EI}$$

$$\Delta_{1q} = -\frac{2}{EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot 4 \cdot 4 \cdot 9{,}375 = -\frac{150}{EI}$$

$$\Delta_{3q} = -\frac{2}{EI} \cdot 1 \cdot 4 \cdot 9{,}375 - \frac{2}{5EI} \cdot \frac{1}{3} \cdot 2{,}5 \cdot 9{,}375 \cdot 1 = -\frac{78{,}1}{EI}$$

Bỏ các mẫu số E_1 và chuyển vế ta có :

Hệ phương trình chính tắc :

$$\begin{bmatrix} 42{,}667 & 16 \\ 16 & 9 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} X_1 \\ X_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 150 \\ 78{,}125 \end{bmatrix}$$

Giải ra ta có $X_1 = 0{,}781250$

$X_3 = 7{,}291667$

Lập bảng tổng hợp moment

Điểm	4	1	2	3
M_q	−9,375	− 9,375	− 9,375	−9,375
$x_1 . \overline{M_1}$	3,125	0	0	3,125
$x_3 . \overline{M_3}$	7,292	7,292	7,292	7,292
M	1,042	− 2,083	− 2,083	1,042

Chú ý : Moment ở trong khung mang dấu dương, moment ặt ngoài khung mang dấu âm.

Từ bảng tổng hợp moment trên ta tính ra :

Moment dầm : $M = \dfrac{3 \times 5 \times 5}{8} - 2{,}083 = 7{,}292$ Tm

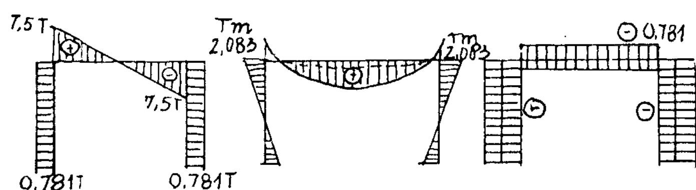
Lực các cột : $Q = \dfrac{1{,}842 + 2{,}083}{4} = \pm\, 0{,}781$ T

Lực các đầu dầm : $Q = 0{,}5 \times 3 \times 5 = 7{,}5$ T

Lực dọc cột : $N = -\, 7{,}5$ T

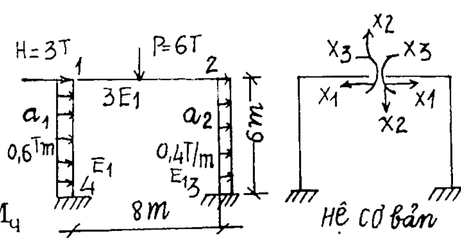
Lực dọc dầm : $N = -\, 0{,}781$ T

Biểu đồ Q, M, N như sau :

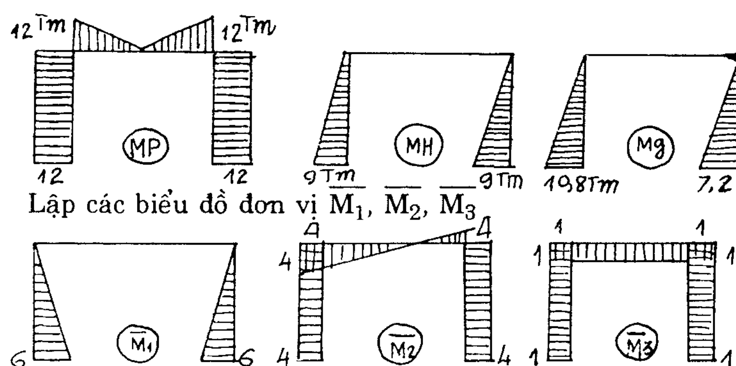


Thí dụ II.21. : Khu nhà công nghiệp 1 tầng

Bậc siêu tĩnh của hệ 3. Hệ có 3 ẩn x_1, x_2, x_3. ọn hệ cơ bản như bên chia P và H cho mỗi nửa kết của hệ cơ bản.



Lập biểu đồ M_P, M_H, M_q



Lập các biểu đồ đơn vị $\overline{M_1}$, $\overline{M_2}$, $\overline{M_3}$

Tính các hệ số chính, hệ số phụ và số hạng tự do theo cách nhân biểu đồ vérésaghin :

$$\delta_{11} = \frac{2}{EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot 6 \cdot 6 \cdot 4 = \frac{144}{EI}$$

$$\delta_{22} = \frac{2}{EI} \cdot 6 \cdot 4 \cdot 4 + \frac{2}{3EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot 4 \cdot 4 \cdot \frac{2}{3} \cdot 4 = \frac{206{,}222}{EI}$$

$$\delta_{33} = \frac{2}{EI} \cdot 6 \cdot 1 \cdot 1 + \frac{2}{3EI} \cdot 4 \cdot 1 \cdot 1 = \frac{14{,}666}{EI}$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = 0 \;; \quad \delta_{12} = \delta_{31} = \frac{2}{EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot 6 \cdot 6 \cdot 1 = \frac{36}{EI} \;;$$

$$\delta_{23} = \delta_{32} = 0 \;;$$

$$\Delta_{1P} = -\frac{2}{EI} \cdot 12 \cdot 6 \cdot 3 = -\frac{432}{EI} \;, \quad \Delta_{2P} = 0 \;;$$

$$\Delta_{3P} = \frac{-2}{EI} \cdot 6 \cdot 12 \cdot 1 - \frac{2}{3EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot 12 \cdot 4 \cdot 1 = -\frac{160}{EI} \;;$$

$$\Delta_{1H} = \Delta_{3H} = 0 \;; \quad \Delta_{2H} = \frac{-2}{EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot 6 \cdot 9 \cdot 4 = -\frac{216}{EI} \;;$$

$$\Delta_{1q} = \frac{1}{EI} \cdot \frac{1}{3} \cdot 6\,[-10{,}8 + 7{,}2]\,4{,}5 = -\frac{32{,}4}{EI}$$

$$\Delta_{2q} = \frac{-1}{EI} \cdot \frac{1}{3} \cdot 6\,[10{,}8 + 7{,}2] \cdot 4 = -\frac{144}{EI}$$

$$\Delta_{3q} = \frac{1}{EI} \cdot \frac{1}{3} \cdot 6\,[-10{,}8 + 7{,}2] \cdot 1 = -\frac{7{,}2}{EI}$$

Bỏ mẫu số EI và chuyển vế ta có phương trình chính tắc

$$\begin{bmatrix} 144 & 0 & 36 \\ 0 & 206{,}222 & 0 \\ 36 & 0 & 14{,}666 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 432 & 0 & 32{,}4 \\ 0 & 216 & 144 \\ 160 & 0 & 7{,}2 \end{bmatrix}$$

Giải ra ta có		do P	do H	do q	do PHq
x_1	=	0,7059	0	0,2647	0,9706
x_2	=	0	1,0474	0,6983	1,7457
x_3	=	9,1764	0	–0,1588	9,0176

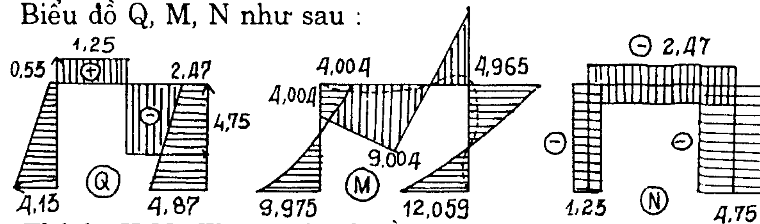
Lập bảng tổng hợp moment :

Điểm	4	1	2	3
M_P	– 12,000	– 12,000	–12,000	– 12,000
M_H	– 9,000	0	0	9,000
M_q	–10,800	0	0	7,200
$\Sigma X_1 \overline{M}_1$	5,824	0	0	5,824
$\Sigma X_2 \overline{M}_2$	6,983	6,983	– 6,983	–6,983
$\Sigma X_3 \overline{M}_3$	9,018	9,018	9,018	9,018
$M_{(Tm)}$	– 9,975	4,004	– 9,965	12,054

Từ bảng tổng hợp moment trên ta tính ra

Lực cắt	Cột 41	Q = 1,80 ± 2,33
	Dầm 12	Q = 3,00 ± 1,75
	Cột 32	Q = 1,20 ± 3,67
Moment	Cột 41	Không có max
	Dầm 12	M = 4,004 + 1,25 x 4 = 9,004 Tm
	Cột 32	Không có max
Lực dọc	Cột 41	N = – 1,25
	Dầm	N = – 2,47
	Cột 32	N = – 4,75

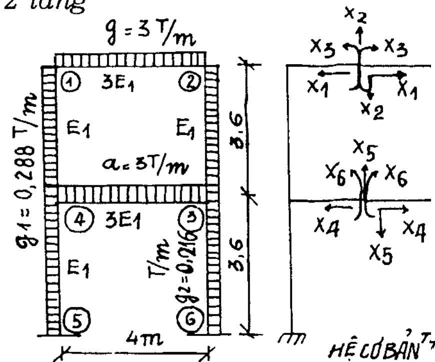
Biểu đồ Q, M, N như sau :



Thí dụ II.22. Khung nhà 2 tầng

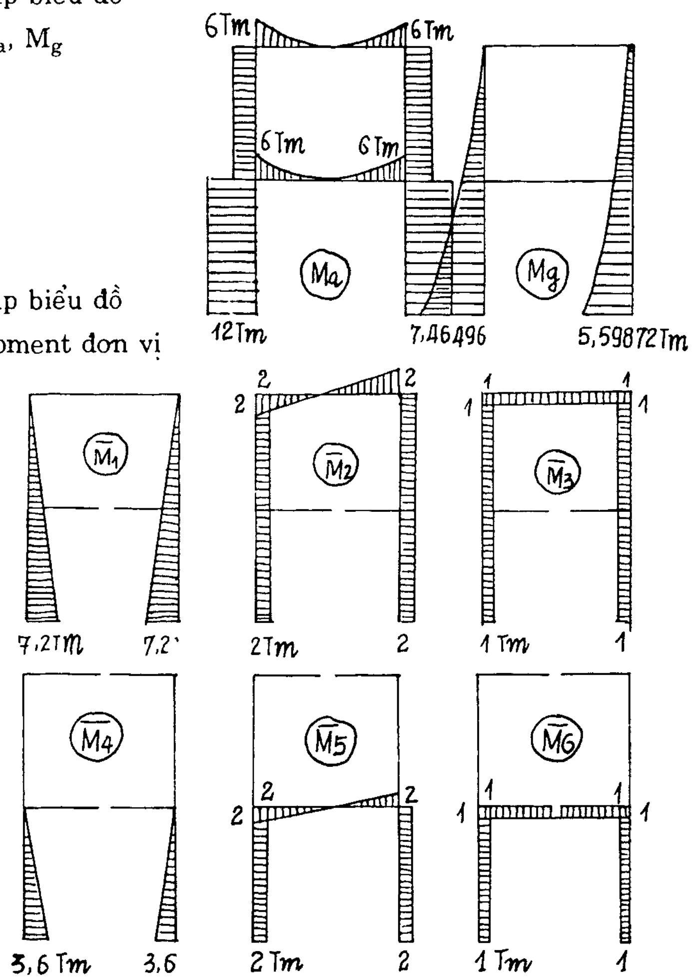
Bậc siêu tĩnh là 6.

Chọn hệ cơ bản như trên có sáu ẩn số là $X_1X_2X_3X_4X_5X_6$



Lập biểu đồ M_a, M_g

Lập biểu đồ moment đơn vị



Tính các hệ số bằng nhân biểu đồ Vérésaghin.

Trong kết quả ta có mẫu số EI.

$$\delta_{11} = \frac{1}{EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot 7{,}2 \cdot 7{,}2 \cdot 4{,}8 = 248{,}832$$

$$\delta_{22} = \frac{2}{EI} \cdot 7{,}2 \cdot 2 \cdot 2 + \frac{2}{3EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 2 \cdot \frac{2}{3} \cdot 2 = 59{,}377$$

$$\delta_{33} = \frac{2}{EI} \cdot 7{,}2 \cdot 1 \cdot 1 + \frac{2}{3EI} \cdot 2 \cdot 1 \cdot 1 = 15{,}733$$

$$\delta_{44} = \frac{2}{EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot 3{,}6 \cdot 3{,}6 \cdot 2{,}4 = 31{,}104$$

$$\delta_{55} = \frac{2}{EI} \cdot 3{,}6 \cdot 2 \cdot 2 + \frac{2}{3EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 2 \cdot \frac{2}{3} \cdot 2 = 30{,}577$$

$$\delta_{66} = \frac{2}{EI} \cdot 3{,}6 \cdot 1 \cdot 1 + \frac{2}{3EI} \cdot 2 \cdot 1 \cdot 1 = 8{,}533$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = 0; \ \delta_{13} = \frac{2}{EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot 7{,}2 \cdot 7{,}2 \cdot 1 = 51{,}84 = \delta_{31}$$

$$\delta_{14} = \delta_{41} = \frac{2}{EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot 3{,}6 \cdot 3{,}6 \cdot 6 = 77{,}76$$

$$\delta_{15} = \delta_{51} = 0; \ \delta_{16} = \delta_{61} = \frac{2}{EI} \cdot 3{,}6 \cdot 1 \cdot 5{,}4 = 38{,}88$$

$$\delta_{23} = \delta_{32} = 0 \ ; \ \delta_{24} = \delta_{42} = 0$$

$$\delta_{25} = \delta_{52} = \frac{2}{EI} \cdot 3{,}6 \cdot 2 \cdot 2 = 28{,}8 \ ; \ \delta_{26} = \delta_{62} = 0.$$

$$\delta_{34} = \delta_{43} = \frac{2}{EI} . \frac{1}{2} . 3{,}6 . 3{,}6 . 1 = 12{,}96$$

$$\delta_{35} = \delta_{53} = 0 \quad ; \quad \delta_{36} = \delta_{63} = \frac{2}{EI} . 3{,}6 . 1 . 1 = 7{,}2$$

$$\delta_{45} = \delta_{54} = 0 \quad ; \quad \delta_{56} = \delta_{65} = 0 \quad ;$$

$$\delta_{46} = \delta_{64} = \frac{2}{EI} . \frac{1}{2} . 3{,}6 . 3{,}6 . 1 = 12{,}96.$$

$$\Delta_{1q} = -\frac{2}{EI} . \frac{1}{2} . 3{,}6 . 3{,}6 . 6 - \frac{2}{EI} . 3{,}6 . 5{,}4 . 12 = -544{,}32$$

$$\Delta_{2q} = 0 \quad ; \quad \Delta_{5q} = 0 \quad ;$$

$$\Delta_{3q} = -\frac{2}{3EI} . \frac{1}{3} . 2 . 6 . 1 - \frac{2}{EI} . 10{,}8 . 6 . 1 = -132{,}266$$

$$\Delta_{4q} = -\frac{2}{EI} . \frac{1}{2} . 3{,}6 . 3{,}6 . 12 = -155{,}52$$

$$\Delta_{6q} = -\frac{2}{EI} . 3{,}6 . 12 . 1 - \frac{2}{3EI} . \frac{1}{3} . 2 . 6 . 1 = -89{,}066$$

$$\Delta_{1g} = \frac{1}{EI} . \frac{1}{3} . 7{,}2 (-7{,}46 + 5{,}59) 5{,}4 = -24{,}18647$$

$$\Delta_{2g} = -\frac{1}{EI} . \frac{1}{3} . 7{,}2 [7{,}46 + 5{,}59] . 2 = -62{,}705664$$

$$\Delta_{3g} = \frac{1}{EI} . \frac{1}{3} . 7{,}2 (-7{,}46 + 5{,}59) 1 = -4{,}478976$$

$$\Delta_{4g} = \frac{54{,}432}{EI} (-0{,}288 + 0{,}216) . 2{,}1857142 = -8{,}5860412$$

$$\Delta_{5g} = -\frac{54{,}432}{EI} \,.\, 2\,(0{,}288 + 0{,}216) = -\,54{,}867456$$

$$\Delta_{6g} = \frac{54{,}432}{EI} \,.\, 1\,(-\,0{,}288 + 0{,}216) = -\,3{,}919104.$$

Ghi chú : số 54,432 là phần diện tích của parabol cụt ở tầng trệt. Số 2,1857142 là tung độ ứng với trọng tâm của parabol cụt.

Hệ phương trình chính tắc

$$\begin{bmatrix} 248{,}832 & 0 & 51{,}84 & 77{,}76 & 0 & 38{,}88 \\ 0 & 59{,}377 & 0 & 0 & 28{,}8 & 0 \\ 51{,}84 & 0 & 15{,}733 & 12{,}96 & 0 & 7{,}2 \\ 77{,}76 & 28{,}8 & 12{,}96 & 31{,}104 & 0 & 12{,}96 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 30{,}577 & 0 \\ 38{,}88 & & 7{,}2 & 12{,}96 & 0 & 8{,}533 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ X_4 \\ X_5 \\ X_6 \end{bmatrix} =$$

$$= \begin{array}{ccc} \Delta_q & \Delta_g & \Sigma\Delta_{qg} \end{array}$$

$$= \begin{bmatrix} 54{,}432 & 24{,}186 & 568{,}506 \\ 0 & 62{,}706 & 62{,}706 \\ 132{,}266 & 4{,}479 & 136{,}745 \\ 155{,}52 & 8{,}566 & 164{,}086 \\ 0 & 54{,}867 & 54{,}867 \\ 89{,}066 & 3{,}919 & 92{,}985 \end{bmatrix}$$

Với hệ 6 phương trình có 6 ẩn số được giải bằng tay rất nặng nề và dễ bị sai, nên tận dùng phương trình mẫu HEPTTT ở trang 7.

Trình tự giải trên máy vi tính như sau :

– Mở máy chờ 30 giây, khi xuất hiện C\7

– Bấm TP Enter

– Bấm F3 để lưu chương trình vào máy.

– Ghi tên chương trình HEPTTT, bấm Enter.

– Vào chương trình với n = 6 và m = 3

– Bấm F9 để kiểm tra

– Nếu hết lỗi bấm F2 để lưu chương trình.

– Bấm Ctrl – F9 để vào số liệu.

– Lần lượt vào từng hàng ma trận hệ số A. Vào xong mỗi số bấm Enter (nhớ dấu phẩy thập phân thay bằng dấu chấm).

– Hết ma trận A, lần lượt vào từng hàng ma trận B.

– Khi vào số cuối cùng B_{63} bấm Enter thì máy sẽ cho ngay kết quả.

– Đặt giấy vào và lệnh cho máy in kết quả.

Ở đây ghi lại kết quả tổng hợp của q và g

ΣX_1 = 1,0864021 ; ΣX_2 = 0,3419356 ; ΣX_3 = 3,9959549

ΣX_4 = – 0,4864354 ; ΣX_5 = 1,4723016 ; ΣX_6 = 3,3140369

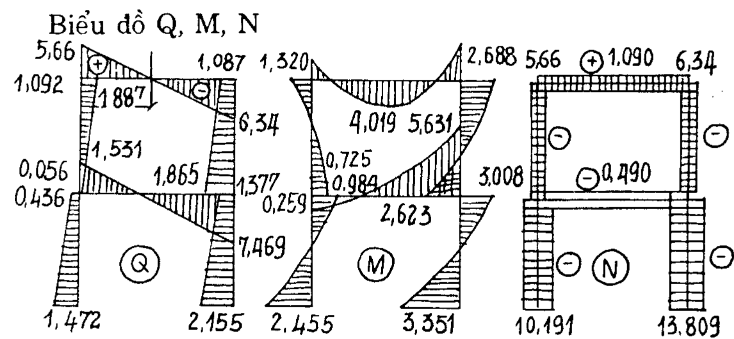
Có các X_i ta lập bảng tổng hợp moment sau :

Thanh	12	14	41	43	45	54	63	36	34	32	23	21
Mq	–6,000	–6,000	–6,000	–6,000	–12,000	–12,000	–12,000	–12,000	–6,000	–6,000	–6,000	–6,000
Mg			–1,866		–1,866	–7,465	5,599	1,400		1,400		
$X_1\overline{M_1}$			3,911		3,911	7,822	7,822	3,911		3,911		
$X_2\overline{M_2}$	0,684	0,684	0,684		0,684	0,684	–0,684	–0,684		–0,684	–0,684	–0,684
$X_3\overline{M_3}$	3,996	3,996	3,996		3,996	3,996	3,996	3,996		3,996	3,996	3,996
$X_4\overline{M_4}$						–1,751	–1,751					
$X_5\overline{M_5}$				2,945	2,945	2,945	–2,945	–2,995	–2,945			
$X_6\overline{M_6}$				3,314	3,314	3,314	3,314	3,314	3,314			
M	–1,320	–1,320	0,725	0,259	0,984	–2,495	3,351	–3,008	–5,631	2,623	–2,688	–2,688

Từ bảng moment ta tính ra bảng lực cắt.

Thanh	54	45	43	41	14	12	21	43	32	34	36	63
Q_o	0,518	0,518	6,000	0,518	0,518	6,000	6,000	0,389	0,389	6,000	0,389	0,389
ΔQ	0,954	–0,954	–1,469	–0,574	0,584	–0,340	0,340	–1,476	1,476	1,469	–1,766	1,766
Q	1,472	–0,436	4,531	–0,056	1,092	5,66	6,34	–1,087	1,865	7,469	–1,377	2,155

Biểu đồ Q, M, N



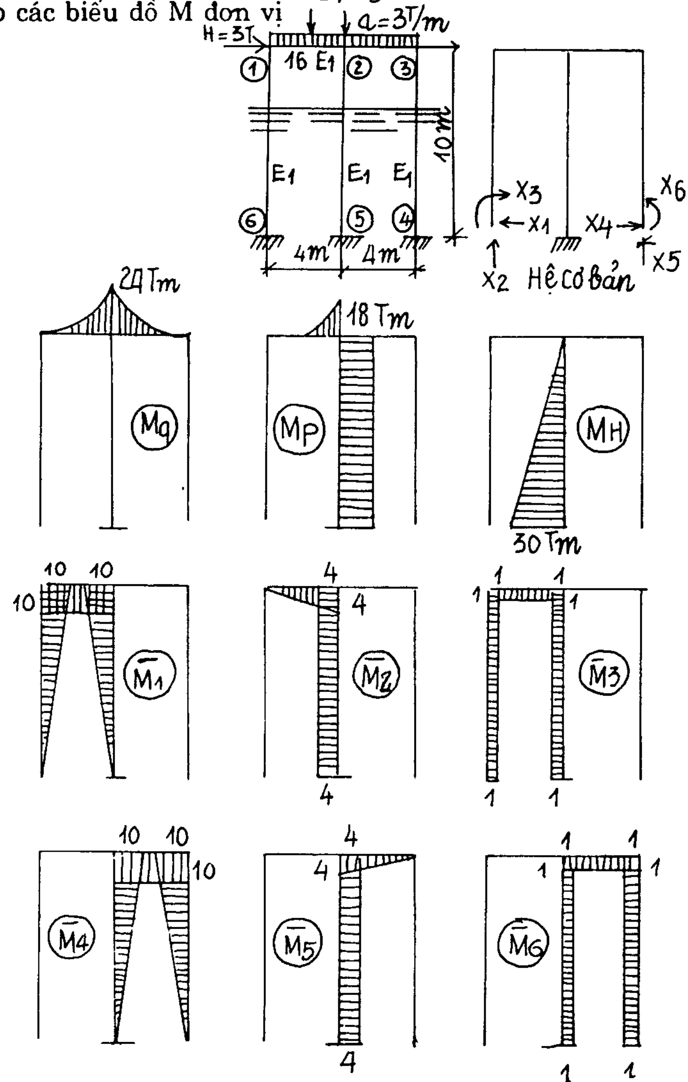
Thí dụ II.23. : Cầu tầu

Bậc siêu tính là 6.

Chọn hệ cơ bản như bên có 6 ẩn số từ X_1 đến X_6.

Lập biểu đồ M_g, M_P, M_H.

Lập các biểu đồ M đơn vị



δ_{11}

δ_{22}

δ_{33}

δ_{12}

δ_{13}

δ_{14}

δ_{15}

δ_{16}

δ_{23}

δ_{24}

δ_{25}

Tính các hệ số bằng nhân biểu đồ vérésaghin.

Trong kết quả ta bỏ mẫu số EI.

$= \delta_{44} = \frac{2}{EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 10 \cdot \frac{2}{3} \cdot 10 + \frac{1}{16EI} \cdot 10 \cdot 4 \cdot 10 = 691{,}666$

$= \delta_{55} = \frac{1}{EI} \cdot 10 \cdot 4 \cdot 4 + \frac{1}{16EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot 4 \cdot 4 \cdot \frac{2}{3} \cdot 4 = 161{,}333$

$= \delta_{66} = \frac{2}{EI} \cdot 10 \cdot 1 \cdot 1 + \frac{1}{16EI} \cdot 4 \cdot 1 \cdot 1 = 20{,}25$

$= \delta_{21} = \frac{1}{16EI} \cdot 4 \cdot 10 \cdot 2 + \frac{1}{EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 10 \cdot 4 = 205$

$= \delta_{31} = \frac{2}{EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 10 \cdot 1 + \frac{1}{16EI} \cdot 10 \cdot 4 \cdot 1 = 102{,}5$

$= \delta_{41} = -\frac{1}{EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 10 \cdot \frac{2}{3} \cdot 10 = -333{,}333$

$= \delta_{51} = -\frac{1}{EI} \cdot \frac{1}{2}\, 10 \cdot 10 \cdot 4 = -200$

$= \delta_{61} = -\frac{1}{EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 10 \cdot 1 = -50$

$= \delta_{32} = \frac{1}{16EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot 4 \cdot 4 \cdot 1 + \frac{1}{EI} \cdot 10 \cdot 4 \cdot 1 = 40.5$

$= \delta_{42} = -\frac{1}{EI} \cdot 10 \cdot 4 \cdot 5 = -200$

$= \delta_{52} = -\frac{1}{EI} \cdot 10 \cdot 4 \cdot 4 = -160$

$$\delta_{26} = \delta_{62} = -\frac{1}{EI} \cdot 10 \cdot 4 \cdot 1 = -40$$

$$\delta_{34} = \delta_{43} = -\frac{1}{EI} \cdot 10 \cdot 1 \cdot 5 = -50$$

$$\delta_{35} = \delta_{53} = -\frac{1}{EI} \cdot 10 \cdot 1 \cdot 4 = -40$$

$$\delta_{36} = \delta_{63} = -\frac{1}{EI} \cdot 10 \cdot 1 \cdot 1 = -10$$

$$\delta_{45} = \delta_{54} = \frac{1}{16EI} \cdot 4 \cdot 10 \cdot 2 + \frac{1}{EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 10 \cdot 4 = 205$$

$$\delta_{46} = \delta_{64} = \frac{2}{EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 10 \cdot 1 + \frac{1}{16EI} \cdot 10 \cdot 4 \cdot 1 = 102{,}5$$

$$\delta_{56} = \delta_{65} = \frac{1}{16EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot 4 \cdot 4 \cdot 1 + \frac{1}{EI} \cdot 10 \cdot 4 \cdot 1 = 40{,}5$$

$$\Delta_{1q} = \Delta_{4q} = -\frac{1}{16EI} \cdot \frac{1}{3} \cdot 4 \cdot 24 \cdot 10 = -20$$

$$\Delta_{2q} = \Delta_{5q} = -\frac{1}{16EI} \cdot \frac{1}{3} \cdot 4 \cdot 24 \cdot 3 = -6$$

$$\Delta_{3q} = \Delta_{6q} = -\frac{1}{16EI} \cdot \frac{1}{3} \cdot 4 \cdot 24 \cdot 1 = -2$$

$$\Delta_{1P} = -\frac{1}{16EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 18 \cdot 10 - \frac{1}{EI} \cdot 10 \cdot 18 \cdot 5 = -911{,}25$$

$$\Delta_{2P} = -\frac{1}{16EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 18 \cdot \frac{5}{6} \cdot 4 - \frac{1}{EI} \cdot 10 \cdot 18 \cdot 4 = -723{,}75$$

$$\Delta_{3P} = -\frac{1}{16EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 18 \cdot 1 - \frac{1}{EI} \cdot 10 \cdot 18 \cdot 1 = -181{,}25$$ **1 = - 181,25**

$$\Delta_{4P} = \frac{1}{EI} \cdot 10 \cdot 18 \cdot 5 = 900; \ \Delta_{5P} = \frac{1}{EI} \cdot 10 \cdot 18 \cdot 4 = 720$$ **. 4 = 720**

$$\Delta_{6P} = \frac{1}{EI} \cdot 10 \cdot 18 \cdot 1 = 180$$

$$\Delta_{1H} = \frac{1}{EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 30 \cdot \frac{10}{3} = 500 \quad ; \quad \Delta_{2H} = \frac{150}{EI} \times 4 = 600$$

$$\Delta_{3H} = \frac{150}{EI} \times 1 = 150; \ \Delta_{4H} = -\frac{150}{EI} \times \frac{10}{3} = -500$$

$$\Delta_{5H} = -\frac{150}{EI} \times 4 = -600; \ \Delta_{6H} = -\frac{150}{EI} \times 1 = -150$$

Hệ phương trình chính tắc : $\Delta_q \ \Delta_P \ \Delta_H \ \Sigma\Delta$

$$\begin{bmatrix} 691{,}666 & 205 & 102{,}5 & -333{,}33 & -200 & -50 \\ 205 & 161{,}33 & 40{,}5 & -200 & -160 & -40 \\ 102{,}5 & 40{,}5 & 20{,}25 & -50 & -40 & -10 \\ -333{,}33 & -200 & -50 & 691{,}66 & 205 & 102{,}5 \\ -200 & -160 & -40 & 205 & 161{,}33 & 40{,}5 \\ -50 & -40 & -10 & 102{,}5 & 40{,}5 & 20{,}25 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ X_4 \\ X_5 \\ X_6 \end{bmatrix} =$$

$$= \begin{bmatrix} 20 & 911,25 & -500 & 431,25 \\ 6 & 723,75 & -600 & 129,75 \\ 2 & 181,225 & -150 & 33,125 \\ 20 & -900 & 500 & -380 \\ 6 & -720 & 600 & -114 \\ 2 & -180 & 150 & -28 \end{bmatrix}$$

Cũng dùng phương trình mẫu HEPTTT ở trang 7 để giải với n = 6 và m = 4. Sau khi vào số ma trận A, và ma trận B (theo hàng ngang) máy cho kết quả

$\Sigma X_1 = 0,960165$; $\Sigma X_2 = 6,351122$; $\Sigma X_3 = -4,896940$;

$\Sigma X_4 = -1,006014$; $\Sigma X_5 = 5,578908$; $\Sigma X_6 = 5,049671$;

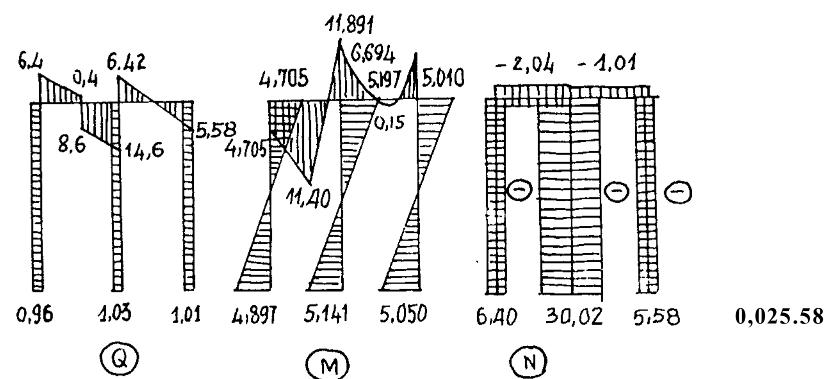
Có X_i lập bảng tổng hợp moment

Thanh	61	16	12	21	25	23	52	32	34	43
Mq				–24,000		–24,000				
MP				–18,000	18,000		18,000			
MH							–30,000			
$\Sigma X_1\overline{M_1}$		9,602	9,602	9,602	– 9,602					
$\Sigma X_2\overline{M_2}$				25,404	–25,404		–25,404			
$\Sigma X_3\overline{M_3}$	– 4,897	–4,897	– 4,897	– 4,897	4,897		4,897			
$\Sigma X_4\overline{M_4}$					–10,060	–10,060		–10,060	–10,060	
$\Sigma X_5\overline{M_5}$					22,316	22,316	22,316			
$\Sigma X_6\overline{M_6}$					5,050	5,050	5,050	5,050	5,050	5,050
M	–4,817	4,705	4,705	–11,891	5,197	–6,694	–5,141	–5,010	–5,010	5,050

Từ bảng moment ta tính ra bảng lực cắt :

Thanh	61	16	12	21	25	52	23	32	34	43
Qo			10,50	10,50			6,00	6,00		
ΔQ	0,96	– 0,96	– 4,10	4,10	– 1,03	1,03	0,42	– 0,42	– 1,01	1,01
Q	0,96	–0,96	6,40	14,60	–1,03	1,03	6,42	5,58	–1,01	1,01

Biểu đồ Q, M, N



II.3. PHƯƠNG PHÁP CHUYỂN VỊ

Phương pháp chuyển vị là một trong hai phương pháp cổ điển để giải các hệ kết cấu siêu tĩnh, kể cả dầm liên tục, các khung đối xứng hay không đối xứng, các khung không chuyển vị hay có chuyển vị ngang và dọc.

Nội dung phương pháp là ngàm cứng các nút, còn gọi khung nút ngàm cứng là hệ cơ bản.

Lần lượt cho từng nút một chuyển vị bằng đơn vị. Chuyển vị này sẽ phát sinh moment trong các thanh ăn vào nút.

Lập phương trình chuyển vị cho tất cả các nút.

Giải hệ phương trình chính tắc, sẽ tìm ra chuyển vị thật của các nút.

Từ biểu đồ moment do ngoại tải trong hệ cơ bản, cộng thêm biểu đồ moment do chuyển vị thật của các nút ta có biểu đồ moment của hệ kết cấu.

Từ biểu đồ moment ta lập biểu đồ lực cắt và biểu đồ lực dọc.

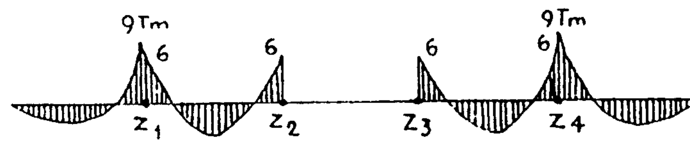
BẢNG MOMENT PHÁT SINH DO CHUYỂN VỊ ĐƠN VỊ

M_A	Sơ đồ chuyển vị	M_B
0	A EJ ℓ B φ=1	$\frac{3EJ}{1}$
$\frac{2EJ}{1}$	A EJ ℓ B φ=1	$\frac{4EJ}{1}$
$-\frac{6EJ}{1^2}$	A EJ ℓ B Δ=1	$-\frac{6EJ}{l^2}$
$-\frac{3EJ}{1^2}$	A EJ ℓ B Δ=1	0

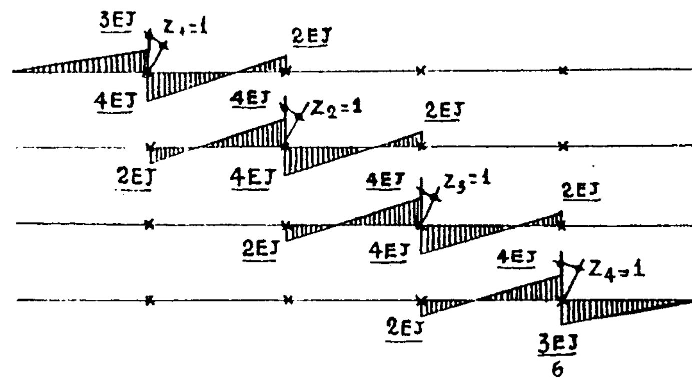
II.3.1. DẦM NĂM NHỊP ĐỀU

Thí dụ II.24 bằng số :

Moment trong hệ cơ bản do ngoại tải.



Moment trong hệ cơ bản do chuyển vị đơn vị.



Hệ phương trình chính tắc :

$$\frac{EJ}{6}\left[7Z_1 + 2Z_2\right] = -3$$

$$\frac{EJ}{6}\left[2Z_1 + 8Z_2 + 2Z_3\right] = -6$$

$$\frac{EJ}{6}\left[2Z_2 + 8Z_3 + 2Z_4\right] = 6$$

$$\frac{EJ}{6}\left[2Z_3 + 7Z_4\right] = 3$$

BỐN PHƯƠNG TRÌNH, BỐN ẨN
NÊN GIẢI THEO GAUSS

Z_1	Z_2	Z_3	Z_4	B
7	2	0	0	–3
2	8	2	0	–6
0	2	8	2	6
0	0	2	7	3
1	0,285714	0	0	–0,428571
0	7,428572	2	0	–5,142858
0	2	8	2	+6
0	0	2	7	+3
	1	0,269231	0	–0,692308
	0	7,461538	2	7,384616
	0	2	7	3
		1	0,268041	0,989691
		0	6,463918	1,020618
			$\frac{EJ}{6}Z_4$	0,157894

$$\frac{EJ}{6} Z_3 = 0,989691 - 0,042322 = 0,947369$$

$$\frac{EJ}{6} Z_2 = -0,692308 - 0,255061 = -0,947369$$

$$\frac{EJ}{6} Z_1 = -0,428571 + 0,270677 = -0,157894.$$

Ta thấy $Z_1 = -Z_4$ và $Z_2 = -Z_3$

Điều này hiển nhiên vì khung đối xứng, tải đối xứng.

Mang nhận xét này vào hệ phương trình chính tắc.

Ta thu về

$$\frac{EJ}{6} \begin{bmatrix} 7 & 2 \\ 2 & 6 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} Z_1 \\ Z_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -3 \\ -6 \end{bmatrix}$$

Giải ra $\quad Z_1 = \frac{6}{EJ} \cdot \frac{-18 + 12}{42 - 4} = -0,157894 \cdot \frac{6}{EJ}$

$$Z_2 = \frac{6}{EJ} \cdot \frac{-42 + 6}{42 - 4} = -0,947369 \cdot \frac{6}{EJ}$$

Kết quả như phương pháp GAUSS ở trên.

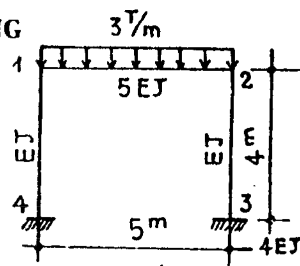
BẢNG TỔNG HỢP MOMENT

Nút	B		C		D		E	
Thanh	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF
M_q	9,000	–6,000	6,000			–6,000	6,000	–9,000
M_{z1}	–0,474	–0,632	–0,316					
M_{z2}		–1,895	–3,790	–3,790	–1,895			
M_{z3}				1,895	3,790	3,790	1,895	
M_{z4}						0,316	0,632	0,474
M	8,526	–8,526	1,895	–1,895	1,895	–1,895	8,526	–8,526

Kết quả như phương pháp phân phối moment ở trên.

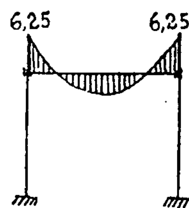
II.3.2. KHUNG MỘT NHỊP ĐỐI XỨNG

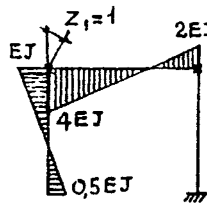
Thí dụ II.25 bằng số :

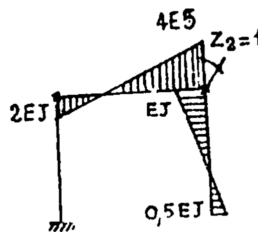


Hệ cơ bản là khung ngàm cứng nút 1 và nút 2.

Moment trong hệ cơ bản như sau :







Hệ phương trình chính tắc :

$$EJ\left[5Z_1 + 2Z_2\right] = 6{,}25$$

$$EJ\left[2Z_1 + 5Z_2\right] = -6{,}25$$

Hệ đối xứng $Z_1 = -Z_2$

nên $Z_1 = \dfrac{6{,}25}{3EJ} = \dfrac{2{,}0833}{EJ}$ và $Z_2 = -\dfrac{2{,}0833}{EJ}$

BẢNG TỔNG HỢP MOMENT

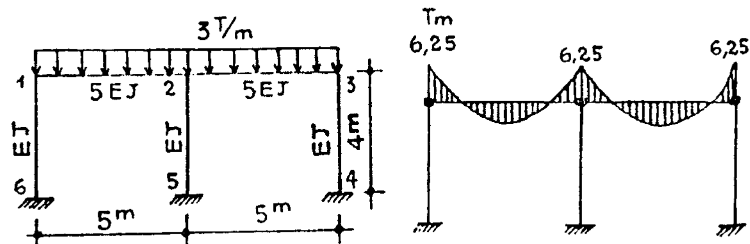
Nút	4	1		2		3
Thanh	41	14	12	21	23	32
M_q			-6,25	+6,25		
M_{z1}	1,04	2,08	8,33	4,16		
M_{z2}			-4,16	-8,33	-2,08	-1,04
M	1,04	2,08	-2,08	2,08	-2,08	-1,04

Kết quả như phương pháp phân phối moment ở trên.

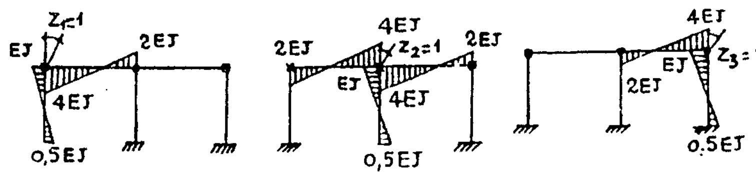
II.3.3. KHUNG HAI NHỊP ĐỐI XỨNG

Thí dụ II.26. bằng số :

Momen do ngoại tải trong hệ cơ bản.



Momen do chuyển vị đơn vị trong hệ cơ bản.



Hệ phương trình chính tắc :

$$EJ \begin{bmatrix} 5 & 2 & 0 \\ 2 & 9 & 2 \\ 0 & 2 & 5 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} Z_1 \\ Z_2 \\ Z_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6,25 \\ 0 \\ -6,25 \end{bmatrix}$$

Do hệ đối xứng, tải đối xứng ta dễ dàng nhận thấy :

$Z_2 = 0$ và $Z_1 = -Z_3$, từ đó

$$Z_1 = \frac{6,25}{5EJ} = \frac{1,25}{EJ} \; ; \; Z_3 = -\frac{1,25}{EJ}$$

BẢNG TỔNG HỢP MOMENT

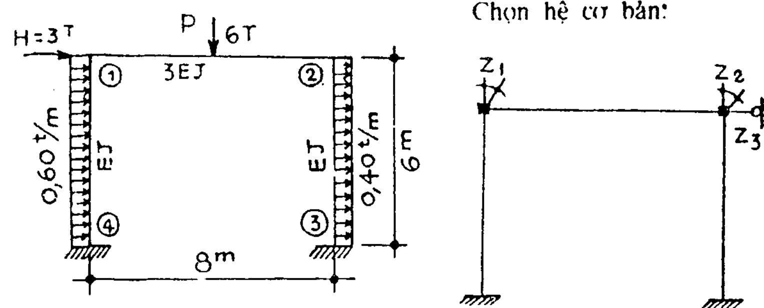
Nút	6	1		2		
Thanh	61	16	12	21	23	25
M_q			-6,25	6,25	-6,25	
M_{Z_1}	0,625	1,25	5,00	2,50		0
M_{Z_3}					-2,50	0
M	0,625	1,25	-1,25	8,75	-8,75	0

Kết quả như phương pháp phân phối moment ở trên.

II.3.4. KHUNG NHÀ MỘT NHỊP

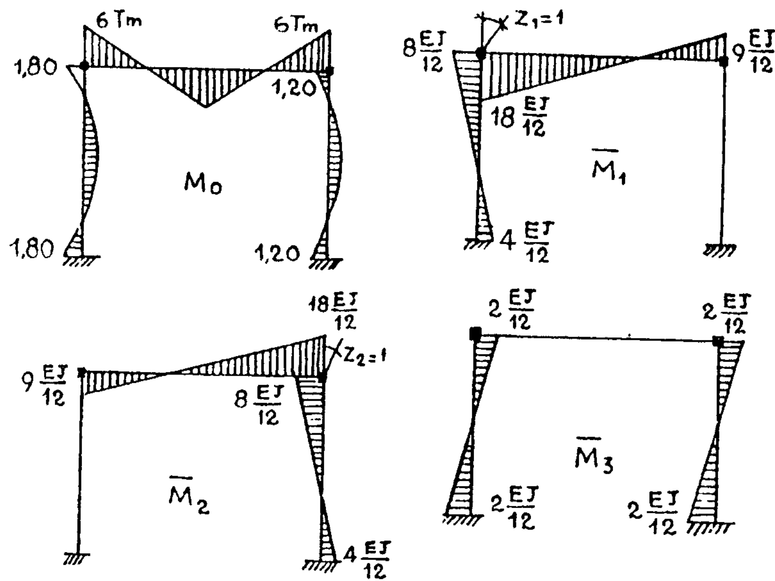
Thí dụ II.27 bằng số :

Chọn hệ cơ bản:



Có 3 ẩn là hai góc xoay Z_1, Z_2 và chuyển vị ngang Z_3.

Momen do tải và chuyển vị đơn vị trong hệ cơ bản.



Hệ phương trình chính tắc :

$$\frac{EJ}{12}\begin{bmatrix} 26 & 9 & -2 \\ 9 & 26 & -2 \\ -2 & -2 & 1,33 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} Z_1 \\ Z_2 \\ Z_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6 & -1,8 & 0 \\ -6 & -1,2 & 0 \\ 0 & 0 & 3 \end{bmatrix}$$

GIẢI THEO PHƯƠNG PHÁP GAUSS

Z_1	Z_2	Z_3	R_P	P_q	P_H
2,166667	0,75	-0,166667	6	-1,8	0
0,75	2,166667	-0,166667	-6	-1,2	0
-0,166667	-0,166667	0,111111	0	3,0	3,0
1	0,346154	-0,076923	2,769231	-0,830769	0
0	1,907051	-0,108974	-8,076923	-0,576923	0
0	-0,108974	+0,098291	0,461538	2,861539	3
	1	-0,057143	-4,235295	-0,302521	0
	0	-0,092064	0	2,828572	3

$\sum Z_3$ = 63,310022; EJ . Z_3 = 0 30,72397 32,586027

			R_P	P_q	P_H
			-4,235295	-0,30251	0
			0	1,755660	1,862063
$\sum Z_2$ =	-0,920093;	EJZ_2 =	-4,235295	1,453139	1,862063
			2,769231	-0,830769	0
			1,466064	-0,503010	-0,644561
			0	2,363380	2,506615
$\sum Z_1$ =	7,126950;	EJZ_1 =	4,235295	1,029601	1,862054

BẢNG TỔNG HỢP MOMENT

Nút	4	1		2		3
Thanh	41	14	12	21	23	32
M_P			-6,00	6,00		
M_q	-1,80	1,80			1,20	-1,20
M_1	2,38	4,76	10,70	5,35		
M_2			-0,69	-1,38	-0,62	-0,31
M_3	-10,55	-10,55			-10,55	-10,55
M	-9,97	-4,00	4,00	9,97	-9,97	-12,06

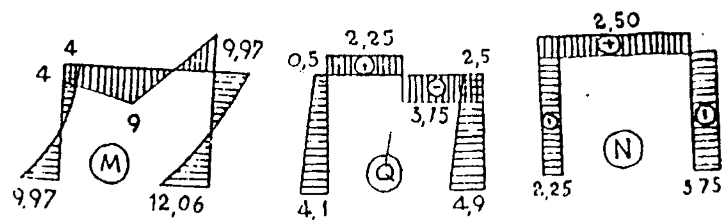
Lực cắt :

$$Q_{41} = 0,6 \times 3 + \frac{14}{6} = 1,8 + 2,3 = 4,1T;\ Q_{14} = -0,5T$$

$$Q_{12} = 3 - \frac{6}{8} = 3 - 0,75 = 2,25T;\ Q_{21} = 3,75T$$

$$Q_{32} = 0,4 \times 3 + \frac{22}{6} = 1,2 + 3,7 = 4,9T;\ Q_{23} = -2,5T$$

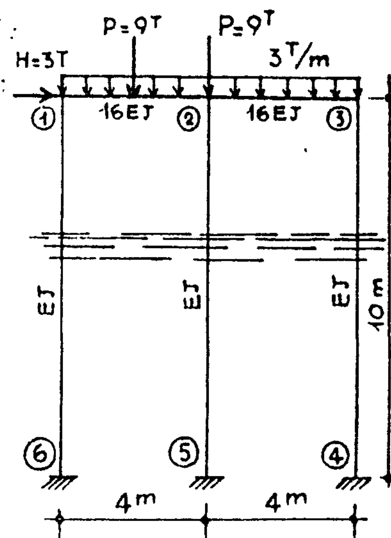
Kết quả tính toán theo 3 biểu đồ sau :



II.3.5. CẦU TẦU HAI NHỊP

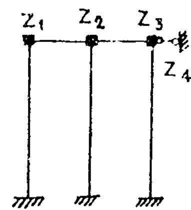
Thí du II.28 bằng số :

Hiện có 2 cách tính :

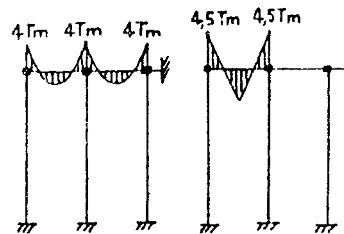


II.3.5.1. Tính theo chuyển vị xoay và chuyển vị ngang

Hệ có 4 ẩn, chọn hệ cơ bản như sau :



Hệ cơ bản



Moment do tải

Moment do chuyển vị đơn vị

Hệ phương trình chính tắc : K.Z = B

$$EJ\begin{bmatrix} 16,4 & 8 & 0 & -0,06 \\ 8 & 32,4 & 8 & -0,06 \\ 0 & 8 & 16,4 & -0,06 \\ -0,06 & -0,06 & -0,06 & +0,036 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} Z_1 \\ Z_2 \\ Z_3 \\ Z_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4 & 4,5 & 0 \\ 0 & -4,5 & 0 \\ -4 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3 \end{bmatrix}$$

GIẢI THEO PHƯƠNG PHÁP GAUSS

Z_1	Z_2	Z_3	Z_{41}	B_g	B_P	B_H
16,4	8	C	-0,06	4	4,5	0
8	32,4	8	-0,06	0	-4,5	0
0	8	16,4	-0,06	-4	0	0
-0,06	-0,05	-0,06	0,036	0	0	3
1	0,437805	0	-0,003659	0,243902	0,274390	0
0	28,497560	8	-0,030728	-1,951216	-6,695120	0
0	8	16,4	-0,06	-4	0	0
0	-0,030728	-0,06	0,035780	0,014634	0,016463	3

	1	0,280726	−0,001078	−0,068470	−0,234937	0
	0	14,154192	−0,051376	−3,452240	1,879496	0
	0	−0,051376	0,035747	0,012530	0,009244	3
		1	−0,003630	−0,243902	0,132787	0
		0	0,035560	0	0,016066	3
$\sum.EJ.Z_4$	=	84,816254	$EJ.Z_4$	0	0,451800	84,364454
				−0,243902	0,132787	0
				0	0,001640	0,306243
$\sum.EJ.Z_3$	=	0,196768	$EJ.Z_3$	−0,243902	0,134427	0,306243
				−0,068470	−0,234937	0
				0,068470	−0,037737	−0,085970
				0	0,000487	0,090945
$\sum.EJZ_2$	=	−0,267212	$EJ.Z_2$	0	−0,272187	0,004975
				0,243902	0,274390	0
				0	0,132774	−0,002427
				0	0	0
				0	0,001653	0,308690
$\sum.EJ.Z_1$	=	0,958982	$EJ.Z_1$	0,243902	0,408817	0,306263

BẢNG TỔNG HỢP MOMENT

Nút	6	1		2				3		4
Thanh	61	16	12	21	25	52	23	32	34	43
M_q			−4,00	4,00			−4,00	4,00		
M_P			−4,50	4,50						

Nút	6	1		2				3		4
Thanh	61	16	12	21	25	52	23	32	34	43
M_{CV1}	0,19	0,38	15,34	7,67						
M_{CV2}			–2,14	–4,28	–0,10	–0,05	–4,28	–2,14		
M_{CV3}							1,57	3,14	0,08	0,04
M_{CV4}	–5,09	–5,09			–5,09	–5,09			–5,09	–5,09
M	**-4,90**	**-4,70**	**4,70**	**11,89**	**-5,19**	**-5,14**	**-6,70**	**5,00**	**-5,00**	**-5,05**

Lực cắt :

$$Q_{12} = 3 \times 2 + 4,5 - \frac{16,59}{4} = 10,5 - 4,15 = 6,35$$

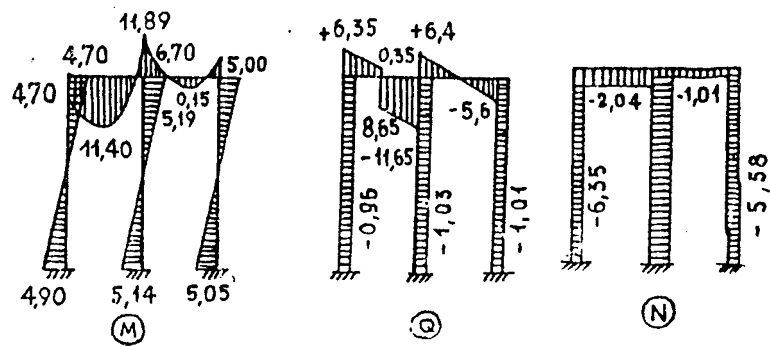
$$Q_{21} = 3 \times 2 + 4,5 + 4,15 = 10,5 + 4,15 = 14,65$$

$$Q_{23} = 6 + \frac{1,7}{4} = 6 + 0,425 = 6,425$$

$$Q_{32} = 6 - 0,425 = 5,575$$

$$Q_{61} = 0,96;\ Q_{52} = 1,03;\ Q_{43} = 1,01$$

Kết quả tính toán theo 3 biểu đồ sau :



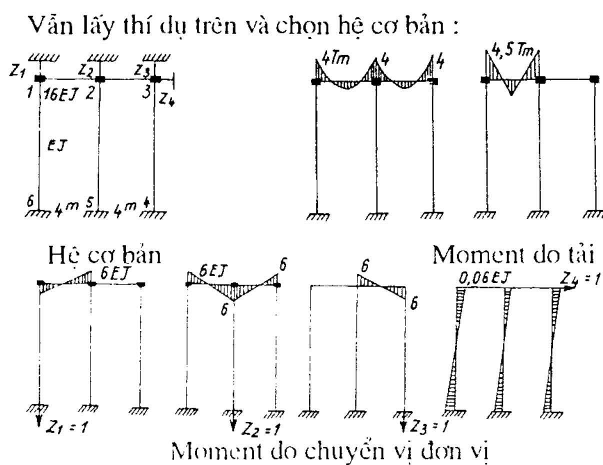
II.3.5.2. Tính theo chuyển vị dọc và chuyển vị ngang

Vì thường xảy ra hiện tượng lún không đều giữa các cọc nên lấy ẩn là chuyển vị dọc của các nút (thay cho chuyển vị xoay).

Cho các ẩn số này một chuyển vị bằng đơn vị, sẽ phát sinh moment ở các thanh ăn vào nút. Ta phân phối các moment phát sinh này, kể cả moment ngàm của ngoại lực. Dựa trên bảng phân phối moment ta tìm ra phản lực dọc theo chuyển vị và lập hệ phương trình chính tắc mà nghiệm số là chuyển vị thật của hệ.

Từ chuyển vị thật ta lập được biểu đồ moment và suy ra biểu đồ lực cắt và lực dọc.

Vẫn lấy thí dụ trên và chọn hệ cơ bản :



Độ cứng đơn vị của dầm $\frac{16EJ}{4} = 4EJ$

Độ cứng đơn vị của cột $\frac{EJ}{10} = 0,1EJ$

Lập bảng phân phối moment do ngoại lực và moment phát sinh do chuyển vị đơn vị.

Nút	1		2			3	
Thanh	16	12	21	25	23	32	34
Hệ số FF	0,024	0,976	0,494	0,012	0,494	0,976	0,024
		4,000	-4,000		4,000	-4,000	
	-0,100	-3,900	-1,950		1,950	3,900	0,100
	-0,100	0,100	-5,950		5,950	-0,100	0,100
		4,500	-4,500				
	-0,112	-4,388	-2,194				
		1,653	3,306	0,082	3,306	1,653	
	-0,041	-1,612	-0,806		-0,806	-1,612	-0,041
		0,398	0,796	0,020	0,796	0,398	
	-0,010	-0,388	-0,194		-0,194	-0,388	-0,010
		0.096	0.191	0.006	0.191	0.096	
	-0.002	-0.094				-0.094	-0.002
	-0,165	0,165	-3,401	0,108	3,293	0,053	-0,053

$\mathcal{M}_1$		-6.000	-6.000				
	0.144	5.856	2.928				
		0.759	1.518	0.036	1.518	0.759	
	-0.018	-0.741	-0.370		-0.370	-0.741	-0.018
CV_1		0.183	0.366	0.008	0.366	0.183	
	-0.004	-0.179	-0.090		-0.090	-0.179	-0.004
		0.044	0.089	0.002	0.089	0.044	
	-0.001	-0.043				-0.043	-0.001
	0.121	-0.121	-1.559	0.046	1.513	0.023	-0.023
$\mathcal{M}_2$		6.000	6.000		-6.000	-6.000	
CV_2	-0.144	-5.856	-2.928		2.928	5.856	0.144
	-0.144	0.144	3.072	0	-3.072	-0.144	0.144
CV_3	0.023	-0.023	-1.513	-0.046	1.559	0.121	-0.121
$\mathcal{M}_4$	0.060			0.060			0.060
CV_4	-0.002	-0.058	-0.030		-0.030	-0.058	-0.002
	0.058	-0.058	-0.030	0.060	-0.030	-0.058	0.058

BẢNG TỔNG HỢP MOMENT ĐÃ PHÂN PHỐI

Thanh	61	16	12	21	25	52	23	32	34	43
q	-0.050	-0.100	0.100	-5.950	0	0	5.950	-0.100	0.100	0.050
P	-0.083	-0.165	0.165	-3.401	0.108	0.054	3.293	0.053	-0.053	-0.027
CV_1	0.060	0.121	-0.121	-1.559	0.046	0.023	1.513	0.023	-0.023	-0.011
CV_2	-0.072	-0.144	0.144	3.072	0	0	-3.072	-0.144	0.144	0.072
CV_3	0.011	0.023	-0.023	-1.513	-0.046	-0.023	1.559	0.121	-0.121	-0.060
CV_4	0.059	0.058	-0.058	-0.030	0.060	0.060	-0.030	-0.058	0.058	0.059

BẢNG TỔNG HỢP LỰC CẮT TẠI CÁC THANH

Thanh	q	P	CV_1	CV_2	CV_3	CV_4	N_1	N_2	N_3
12	4.54	3.70	-0.420	0.804	-0.384	0.022	0	9.00	0
21	-7.46	-5.30	-0.420	0.804	-0.384	0.022	4.54	14.92	4.54
23	7.46	0.80	0.384	-0.804	0.420	0.022	3.70	6.10	-0.80
32	-4.54	0.80	0.384	-0.804	0.420	0.022	8.24	30.02	3.74
16	-0.015	-0.025	0.018	-0.022	0.0034	0.0117		Chọn	
25	0	0.016	0.007	0	-0.007	0.0120	10T	30T	10T
34	0.015	-0.008	-0.0034	0.022	-0.018	0.0117			

Phản lực dọc do lực dọc :

$$V_1 = V_3 = 10 \times 0{,}25 = 2{,}5$$

$$V_2 = 30 \times 0{,}25 = 7{,}5$$

Phản lực dọc do chuyển vị :

$r_{11} = 2{,}5 + 0{,}42 \qquad = 2{,}92$

$r_{12} = r_{21} = -0{,}42 - 0{,}384 \qquad = -0{,}804$

$r_{13} = r_{31} \qquad = 0{,}384$

$r_{22} = 7{,}5 + 0{,}804 + 0{,}804 \qquad = 9{,}108$

$r_{23} = r_{32} = -\ 0{,}384 - 0{,}420 \qquad = -0{,}804$

$r_{33} = 2{,}5 + 0{,}42 \qquad = 2{,}92$

$r_{14} = r_{41} = 0{,}018 + 0{,}007 - 0{,}0034 \qquad = 0{,}0216$

$r_{24} = r_{42} = -0{,}022 + 0{,}022 \qquad = 0$

$r_{34} = r_{43} = -0{,}018 - 0{,}007 + 0{,}0034 \qquad = -0{,}0216$

$r_{44} = 0{,}0117 + 0{,}0120 + 0{,}0117 \qquad = 0{,}0354$

Phản lực do ngoại tải :

$R_{1q} = 4{,}54;\ R_{2q} = 14{,}92;\ R_{3q} = 4{,}54;\ R_{4q} = 0$

$R_{1P} = 3{,}70;\ R_{2P} = 15{,}10;\ R_{3P} = -0{,}8;\ R_{4P} = 0{,}0162$

$R_{1H} = R_{2H} = R_{3H} = 0;\ R_{4H} = 3$

GIẢI HỆ PHƯƠNG TRÌNH CHÍNH TẮC THEO GAUSS

Z_1	Z_2	Z_3	Z_4	R_q	R_P	R_H
2,92	-0,804	0,384	0,0216	4,54	3,7	0
-0,804	9,108	-0,804	0	14,92	15,1	0
0,384	-0,804	2,920	-0,0216	4,54	-0,8	0
0,0216	0	-0,0216	0,0354	0	0,0162	3
1	-0,275342	0,131507	0,007397	1,554795	1,267123	0
0	8,886625	-0,698268	0,005947	16,170055	16,118767	0
0	-0,698268	2,869501	-0,024440	3,942959	-1,324975	0
0	0,005947	-0,024440	0,035240	-0,033584	-0,011170	3
	1	-0,078575	0,000669	1,819595	1,813823	0
	0	2,814635	-0,023973	5,213524	-0,058440	0
	0	-0,023973	0,035236	-0,044405	-0,021957	3
		1	-0,008517	1,852291	-0,020763	0
		0	0,035032	0	-0,022455	3
$\sum EJZ_4$ =	84,995005		EJZ_4	0	-0,640985	85,635990
				1,852291	-0,020763	0
				0	-0,005459	0,729362

$\sum EJZ_3$ =	2,555431	EJZ_3	1,852291	-0,026222	0,729362
			1,819595	1,813823	0
			0	0,000429	-0,057290
			0,145544	-0,002060	0,057290
$\sum EJZ_2$ =	3,777331	EJZ_2	1,965139	1,812192	0
			1,554795	1,267123	0
			0	0,004741	-0,633449
			-0,243589	0,003448	-0,095916
			0,549085	0,498972	0
$\sum EJZ_1$ =	2,897213	EJZ_1	1,852291	1,774284	-0,729362

Cách giải tắt :

+ *Với tải q hệ đối xứng* nên $Z_4 = 0$ và $Z_1 = Z_3$ hệ phương trình chính tắc thu về :

$$3{,}304Z_1 - 0{,}804Z_2 = 4{,}54$$

$$-1{,}608Z_1 + 9{,}108Z_2 = 14{,}92$$

Tính ra $D = 28{,}8$; $D_1 = 53{,}3461$; $D_2 = 56{,}596$.

Tìm ra $Z_1 = 1{,}852295$; $Z_2 = 1{,}965139$

Như kết quả giải ở trên.

+ *Với tải H hệ phản xứng* $Z_2 = 0$; $Z_1 = -Z_3$

Hệ phương trình chính tắc thu về :

$$2{,}536Z_1 + 0{,}0216Z_4 = 0$$

$$0{,}0432Z_1 + 0{,}0354Z_4 = 3$$

Tính ra $D = 0{,}088841$; $D_1 = -0{,}0648$; $D_4 = 7{,}608$

Và $Z_1 = -0{,}729390$; $Z_4 = 85{,}635866$

Gần như kết quả trên.

Cách kiểm tra : Ở trên ta có $V_1 = V_3 = 2{,}5$; $V_2 = 7{,}5$

+ *Đối với q tổng tải trọng* là 3 x 8 = 24T

$Z_1V_1 = 1{,}852295 \times 2{,}5 = 4{,}63T$

$Z_2V_2 = 1{,}965139 \times 7{,}5 = 14{,}74T$

$Z_3V_3 = 1{,}852295 \times 2{,}5 = 4{,}63T$

Tổng tải gây lún là 24T

+ *Đối với P tổng tải trọng* là 2 x 9 = 18T

$Z_1V_1 = 1{,}774284 \times 2{,}5 = 4{,}44T$

$Z_2V_2 = 1{,}812192 \times 7{,}5 = 13{,}59T$

$Z_3V_3 = -0{,}026222 \times 2{,}5 = -0{,}06T$

Tổng tải gây lún là 17,97T

Kết quả như trên sai số rất nhỏ.

BẢNG TỔNG HỢP MOMENT

Nút	6	1		2				3		4
Thanh	61	16	12	21	25	52	23	32	34	43
M_q	-0,050	-0,100	0,100	-5950	0	0	5930	-0,100	0,100	0,050
M_P	-0,083	-0,165	0,165	-3401	0,108	0,054	3293	0,053	-0,053	-0,027
$2{,}897CV_1$	0,175	0,350	-0,350	-4517	0,133	0,067	4384	0,067	-0,067	-0,034
$3{,}777CV_2$	-0,272	-0,544	0,544	11604	0	0	-11604	-0,544	0,544	0,272
$2{,}555CV_3$	0,030	0,059	-0,059	-3866	-0,118	-0,059	3984	0,309	-0,309	-0,155
$84{,}995CV_4$	5,015	4,930	-4,930	-2,550	5,100	5,100	-2,550	-4,930	4,930	5,015
M	4,815	4,530	-4,530	-8,680	5,223	5,162	3,457	-5,145	5,145	5,121

Lực cắt :

$$Q_{12} = 3 \times 2 + 4,5 - \frac{13,21}{4} = 10,5 - 3,3 = 7,2T$$

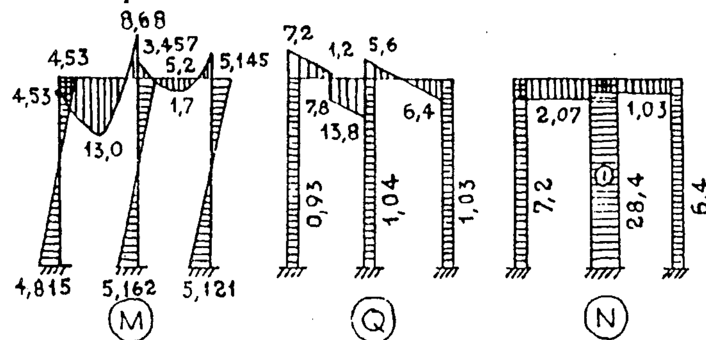
$$Q_{21} = 10,5 + 3,3 = 13,8T$$

$$Q_{23} = 3 \times 2 - \frac{1,688}{4} = 6 - 0,4 = 5,6T$$

$$Q_{32} \quad 6 + 0,4 = 6,4T$$

$Q_{61} = 0,93$; $Q_{52} = 1,04$; $Q_{43} = 1,03$.

Kết quả tính toán theo 3 biểu đồ sau :



Kết quả tương tự như phương pháp chuyển vị.

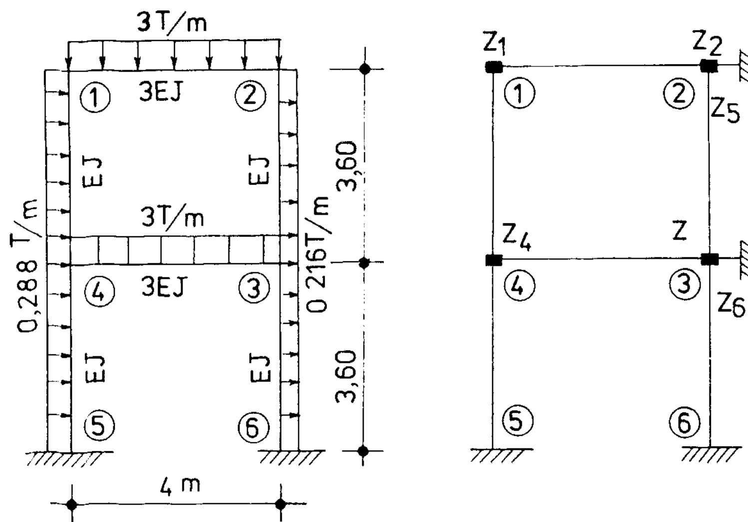
Cọc giữa lún nhiều nên moment gối giữa giảm và moment hai khẩu độ đều tăng.

II.3.6. KHUNG HAI TẦNG

Thí dụ II.29. bằng số :

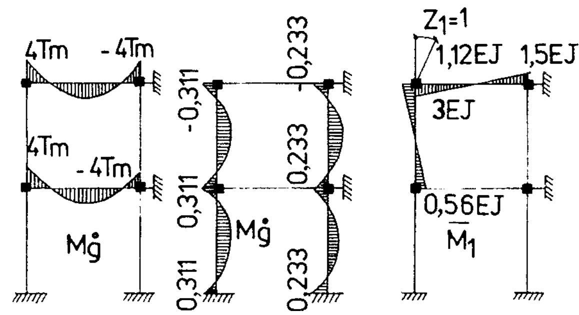
Giải khung 2 tầng bên theo phương pháp chuyển vị.

Hệ có 6 ẩn là 4 nút xoay và 2 chuyển vị ngang, chọn hệ cơ bản theo hình vẽ :

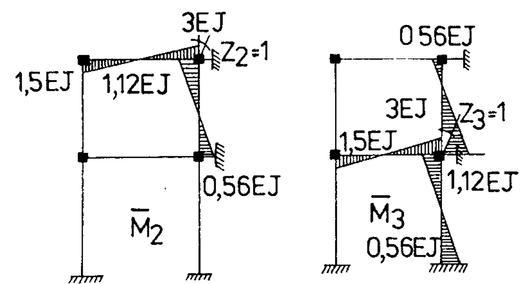


Hệ cơ bản

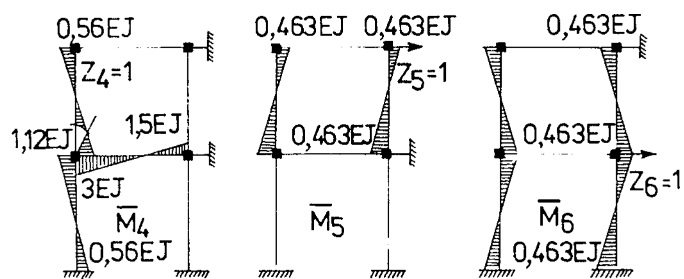
Moment do ngoại tải và mômcnt phát sinh do chuyển vị đơn vị trong hệ cơ bản như sau :



4Tm
- 4Tm
4Tm
- 4Tm
Mg
-0,311
0,311
0,311
-0,233
0,233
0,233
Mg
Z1=1
1,12EJ
1,5EJ
3EJ
0,56EJ
M1



3EJ
Z2=1
1,5EJ
1,12EJ
0,56EJ
M2
0 56EJ
3EJ
Z3=1
1,5EJ
1,12EJ
M3
0,56EJ



0,56EJ
Z4=1
1,12EJ
1,5EJ
3EJ
M4
0,56EJ
0,463EJ
0,463EJ
Z5=1
0,463EJ
M5
0,463EJ
0,463EJ
Z6=1
M6
0,463EJ

Hệ phương trình chính tắc.

$$\begin{bmatrix} 4,12 & 1,50 & 0 & 0,56 & -0,463 & 0,463 \\ 1,50 & 4,12 & 0,56 & 0 & -0,463 & 0,463 \\ 0 & 0,56 & 5,24 & 1,50 & -0,463 & 0 \\ 0,56 & 0 & 1,50 & 5,24 & -0,463 & 02 \\ -0,463 & -0,463 & -0,463 & -0,463 & 0,514 & -0,514 \\ 0,463 & 0,463 & 0 & 0 & -0,514 & 1,028 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} Z_1 \\ Z_2 \\ Z_3 \\ Z_4 \\ Z_5 \\ Z_6 \end{bmatrix} =$$

$$= \begin{bmatrix} 4 & -0,31104 \\ -4 & -0,23328 \\ -4 & 0 \\ 4 & 0 \\ 0 & 0,9072 \\ 0 & 1,8144 \end{bmatrix}$$

Cũng dùng phương trình mẫu HEPTTT ở trang 7 để giải với n = 6; m = 2. Sau khi vào số ma trận A và ma trận B (theo hàng ngang) máy cho kết quả :

$\Sigma Z_1 = 1,476971$; $\Sigma Z_2 = -1,174441$; $\Sigma Z_3 = -0,218342$

$\Sigma Z_4 = 1,523692$; $\Sigma Z_5 = 9,684096$; $\Sigma Z_6 = 6,470772$

Có các ΣZ_i ta lập bảng tổng hợp moment.

Thanh	54	45	43	41	14	12	21	23	32	34	36	63
Mg			–4,000			–4,000	4.000			4,000		
Mq	–0,311	0,311		–0,311	0,311			0,233	–0,233		0,233	–0,233
$\Sigma Z_1\overline{M_2}$				0,827	1,654	4,430	2,215	–1,316				
$\Sigma Z_2\overline{M_2}$						–1.762	3.524	–0,122	–0,658			
$\Sigma Z_3\overline{M_3}$			–0,328						–0,244	–0,656	–0,244	–0,122
$\Sigma Z_4\overline{M_4}$	0,853	1,706	4,582	1,706	0,853			–4,484		2,286		
$\Sigma Z_5\overline{M_5}$				–4,484	–4,484			2,996	–4,484			
$\Sigma.Z_6\overline{M_6}$	–2,996	–2,996		2,996	2,996				2,996		–2,996	–2,996
M	–2,454	–0,979	0,244	0,735	1,332	–1,332	2,691	–2,691	–2,623	5,630	–3,007	–3351

Trường hợp không chạy máy vi tính, phải tính bằng tay thì ta phân ra tải trọng đối xứng và phản xứng đối xứng có q = 3T/n; g_1 = 0,036T/m; phản xứng g = 0,252T/m

Phương trình chính tắc :

$$\begin{bmatrix} 4,12 & 1,50 & 0 & 0,56 & -0,463 & 0,463 \\ 1,50 & 4,12 & 0,56 & 0 & -0,463 & 0,463 \\ 0 & 0,56 & 5,24 & 1,50 & -0,463 & 0 \\ 0,56 & 0 & 1,50 & 5,24 & -0,463 & 0 \\ -0,463 & -0,463 & -0,463 & -0,463 & 0,514 & -0,514 \\ 0,463 & 0,463 & 0 & 0 & -0,514 & 1,028 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} Z_1 \\ Z_2 \\ Z_3 \\ Z_4 \\ Z_5 \\ Z_6 \end{bmatrix} =$$

$$= \begin{bmatrix} 3,96112 & -0,27216 \\ -3,96112 & -0,27216 \\ -4 & 0 \\ 4 & 0 \\ 0 & 0,9072 \\ 0 & 1,8144 \end{bmatrix}$$

Với tải đối xứng : $Z_1 = - Z_2$; $Z_3 = - Z_4$; $Z_5 = Z_6 = 0$; hệ thu về 2 phương trình, giải ra ta có :

$$Z_1 = - Z_2 = 1{,}325706 \ ; \ Z_3 = - Z_4 = - 0{,}371017.$$

Với tải phản xứng : $Z_1 = Z_2$; $Z_3 = Z_4$; $Z_5 \neq Z_6 \neq 0$;

Hệ thu về 4 phương trình, giải ra ta có :

$$Z_1 = Z_2 = 0{,}151264 \quad ; \quad Z_3 = Z_4 = 0{,}652673$$

$$Z_5 = 9{,}684096 \quad ; \quad Z_6 = 6{,}470772$$

Tổ hợp chuyển vị lại ta có :

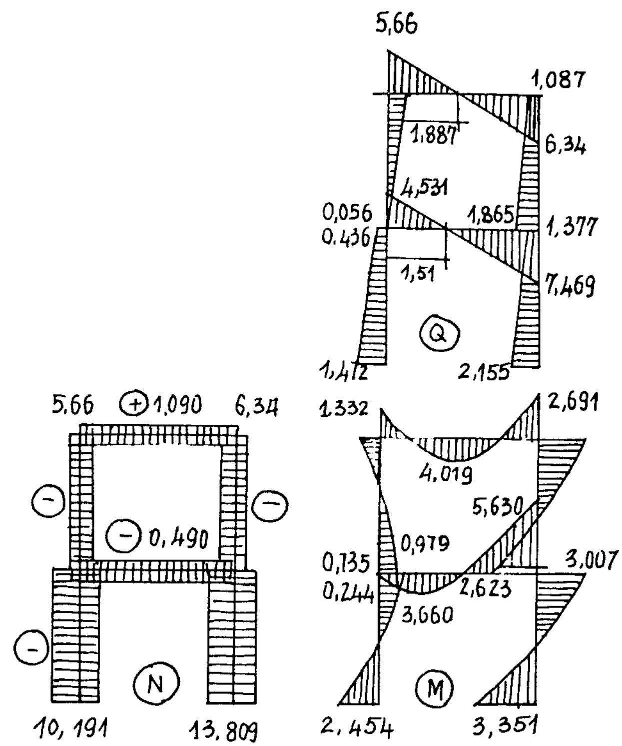
Chuyển vị	Z_1	Z_2	Z_3	Z_4	Z_5	Z_6
Đối xứng	1,325706	–1,325706	–0,371017	0,871017	0	0
Phản xứng	0,151264	0,151264	0,652673	0,652673	9,684096	6,470772
Cộng	1,476970	–1,174442	–0,218344	1,523690	9,684096	6,470772

Kết quả này đúng bằng kết quả chạy máy.

Từ bảng tổng hợp moment ta lập bảng lực cắt.

Thanh	54	45	43	41	14	12	21	23	32	34	36	63
Q_0	0,518	0,518	6,000	0,518	0,518	6,000	6,000	0,389	0,389	6,000	0,389	1,389
ΔQ	0,954	–0,954	–1,469	–0,574	0,584	–0,340	0,340	–1,476	1,476	1,469	–1,766	1,766
Q	1,472	–0,436	4,531	–0,056	1,092	5,660	6,340	–1,087	1,865	7,469	–1,377	2,155

Biểu đồ Q, M, N.


5,66
1,087
1,887
6,34
4,531
0,056
1,865
1,377
0,436
1,51
7,469
Q
1,472
2,155
5,66
1,090
6,34
0,490
N
10, 191
13, 809
1,332
2,691
4,019
5,630
0,979
0,135
3,007
0,244
2,623
3,660
M
2, 454
3, 351

II.4. PHƯƠNG PHÁP PHÂN PHỐI MOMENT

Phương pháp phân phối moment hay phương pháp Cross là phương pháp tính đúng dần để giải các hệ kết cấu thực chất là phương pháp chuyển vị tính đúng dần.

Nội dung phương pháp này là coi các nút được ngàm cứng. Dưới tác dụng của ngoại tải sẽ phát sinh các moment ngàm. Ta mở dần các ngàm để phân phối moment ngàm theo độ cứng đơn vị của các thanh ăn và ngàm. Sau khi phân phối, moment sẽ được truyền một nửa qua đầu kia của thanh, tạo nên sự chênh lệch moment ở các nút này; ta tiếp tục phân phối cho đến khi đạt mức độ chính xác cần tính. Nhiều trường hợp có thể đạt được số đúng.

BẢNG MOMENT NGÀM

M_A	SƠ ĐỒ DẦM	M_3
$\frac{-Ql^2}{12}$	A, q, ℓ, B	$\frac{ql^2}{12}$
$-Pa\frac{b^2}{l^2}$	A, a, P, b, ℓ, B	$P.b\frac{a^2}{l^2}$

M_A	SƠ ĐỒ DẦM	M_3
$-\frac{Pl}{8}$	A $\frac{\ell}{2}$ P $\frac{\ell}{2}$ B ℓ	$\frac{Pl}{8}$
0	A q B ℓ	$\frac{ql^2}{8}$
0	A a P b B ℓ	$\frac{Pb}{2}\left(2-3\frac{b}{l}+\frac{b^2}{l^2}\right)$
0	A $\frac{\ell}{2}$ P $\frac{\ell}{2}$ B ℓ	$\frac{3Pl}{16}$

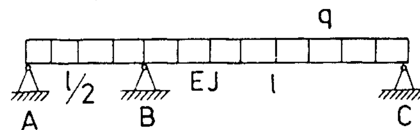
BẢNG ĐIỀU CHỈNH ĐỘ CỨNG ĐƠN VỊ

Nội dung điều chỉnh	Hệ số điều chỉnh
Một đầu tự do, một đầu ngàm	3/4
Thanh giữa của hệ đối xứng	1/2
Thanh giữa của hệ phản xứng	3/2

II.2.1. DẦM HAI NHỊP KHÔNG ĐỀU

Tải đều

Thí dụ I.30.



Ngàm cứng tại B, ta có :

$$_{BA} = \frac{ql^2}{32} \qquad\qquad _{BC} = -\frac{ql^2}{8}$$

Độ cứng đơn vị sau khi điều chỉnh đầu tự do :

$$k_{BA} = \frac{3}{4} \cdot \frac{EJ \,.\, 2}{l} = \frac{6}{4} \cdot \frac{EJ}{l} = 1{,}5\,\frac{EJ}{l}$$

$$k_{BC} = \frac{3}{4} \cdot \frac{EJ}{l} = 0{,}75\,\frac{EJ}{l}$$

Hệ số phân phối thanh BA :

$$\frac{1{,}5}{1{,}5 + 0{,}75} = 0{,}667$$

Hệ số phân phối thanh BC :

$$\frac{0{,}75}{1{,}5 + 0{,}75} = 0{,}333$$

BẢNG PHÂN PHỐI MOMENT

Nút	B	
Thanh	BA	BC
Hệ số phân phối	0,667	0,333
Moment ngàm $\frac{ql^2}{32}$	1,0	– 4,0
Moment phân phối $\frac{ql^2}{32}$	2,0	1,0
Moment cân bằng $\frac{ql^2}{32}$	3,0	– 3,0

Hai đầu A, C tự do, moment bằng không nên không có hiện tượng truyền moment từ B qua. Sau một lần phân phối ta có chính xác $M_B = \frac{3ql^2}{32}$.

Đối với lực cắt Q, ngoài tải đều ta hiệu chỉnh thêm sự chênh lệch giữa moment hai gối so với bề dài thanh :

$$Q_{AB} = \frac{ql}{4} - \frac{3ql^2.2}{32l} = \frac{ql}{4} - \frac{3ql}{16} = \frac{ql}{16}$$

$$Q_{BA} = \frac{ql}{4} + \frac{3ql}{16} = \frac{7ql}{16}$$

$$Q_{BC} = \frac{ql}{2} + \frac{3ql^2}{32l} = \frac{19ql}{32}$$

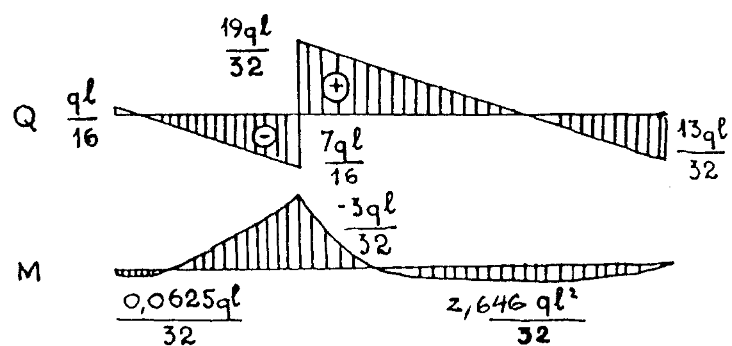
$$Q_{CB} = \frac{ql}{2} - \frac{3ql}{32} = \frac{13ql}{32}$$

Muốn tính chính xác moment nhịp ta chú ý là khi $Q = 0$ thì ta có M_{max}, cho nên

Thanh AB $\quad Q = 0$ khi $x = \frac{ql}{16}$ và $M_{max} = \frac{0,0625}{32} ql^2$

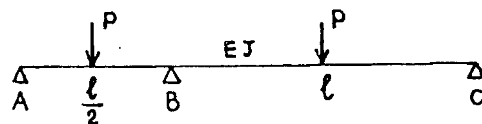
Thanh BC $\quad Q = 0$ khi $x = \frac{19}{32}l$ và $M_{max} = \frac{0,5}{32} ql^2$

Kết quả tính toán theo 2 biểu đồ sau :



Tải tập trung tại giữa mỗi nhịp

Thí dụ II.31



Moment ngàm : $\mathcal{M}_{BA} = \dfrac{3Pl}{32}$; $\mathcal{M}_{BC} = -\dfrac{3Pl}{16}$.

Độ cứng đơn vị và hệ số phân phối vẫn như trên.

BẢNG PHÂN PHỐI MOMENT

Nút	B	
Thanh	BA	BC
Hệ số phân phối	0,667	0,333
Moment ngàm $\frac{ql^2}{32}$	3	-6
Moment phân phối $\frac{ql^2}{32}$	2	1
Moment cân bằng $\frac{ql^2}{32}$	5	-5

Tính lực cắt :

$$Q_{AB} = \frac{P}{2} - \frac{5P}{16} = \frac{3P}{16} \quad ; \quad Q_{BA} = \frac{P}{2} + \frac{5P}{16} = \frac{13P}{16}$$

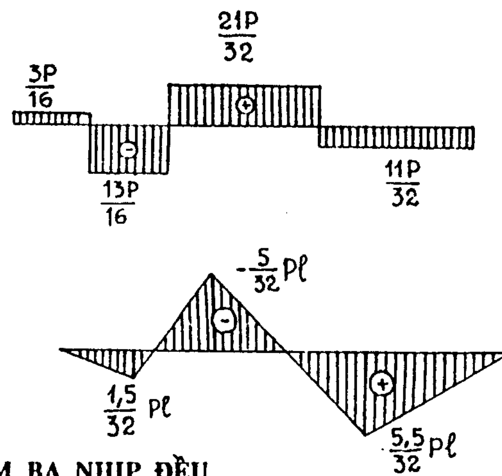
$$Q_{BC} = \frac{P}{2} + \frac{5P}{32} = \frac{21P}{32} \quad ; \quad Q_{CB} = \frac{P}{2} - \frac{5P}{32} = \frac{11P}{32}$$

Tính moment nhịp :

$$M_1 = \frac{Pl}{8} - \frac{1}{2} \cdot \frac{5Pl}{32} = \frac{1{,}5}{32} Pl$$

$$M_2 = \frac{Pl}{4} - \frac{1}{2} \cdot \frac{5Pl}{32} = \frac{5{,}5}{32} Pl.$$

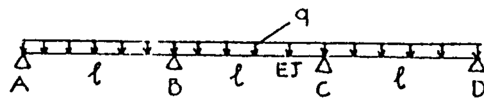
Kết quả tính toán theo hai biểu đồ sau :



II.2.2. DẦM BA NHỊP ĐỀU

Tải đều

Thí dụ II.32



Hệ đối xứng ta tính một nửa dầm.

Moment ngàm $\mathscr{M}_{BA} = \frac{ql^2}{8}$; $\mathscr{M}_{BC} = -\frac{ql^2}{12}$

Độ cứng đơn vị $k_{BA} = \frac{3}{4}\frac{EJ}{l} = 0,75\frac{EJ}{l}$; $k_{BC} = \frac{1}{2}\frac{EJ}{l} = 0,50\frac{EJ}{l}$.

Hệ số phân phối : Thanh BA = 0,6; Thanh BC = 0,40

BẢNG PHÂN PHỐI MOMENT

Nút	B	
Thanh	BA	BC
Hệ số phân phối	0,6	0,4
Moment ngàm $\frac{ql^2}{24}$	3,0	-2,0
Moment phân phối $\frac{ql^2}{24}$	-0,6	-0,4
Moment cân bằng $\frac{ql^2}{24}$	2,4	-2,4

Tính lực cắt :

$$Q_{AB} = \frac{ql}{2} - \frac{2,4}{24} \cdot \frac{ql^2}{l} = 0,4ql \; ; \qquad Q_{BA} = 0,6ql;$$

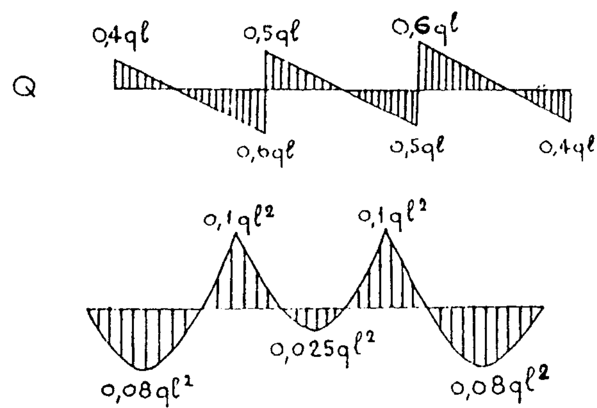
$$Q_{BC} = Q_{CB} = 0,5ql$$

Tính moment nhịp :

$$M_1 = 0,4ql \times 0,4l - q\frac{(0,4l)^2}{2} = \frac{0,16.ql^2}{2} = 0,08ql^2$$

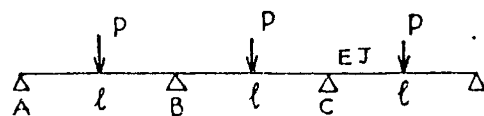
$$M_2 = \frac{ql^2}{8} - \frac{ql^2}{10} = (0,125 - 0,10)ql^2 = 0,025.ql^2$$

Kết quả tính theo 2 biểu đồ sau :



Tải tập trung giữa nhịp

Thí dụ II. 33



Moment ngàm : $\mathcal{M}_{BA} = \frac{3Pl}{16}$; $\mathcal{M}_{BC} = -\frac{Pl}{8}$

Độ cứng và hệ số phân phối như trên.

Nút		B	
Thanh		BA	BC
Hệ số phân phối		0,6	0,4
Moment ngàm	$\frac{Pl}{16}$	3,0	-2,0
Moment phân phối	$\frac{Pl}{16}$	-0,6	-0,4
Moment cân bằng	$\frac{Pl}{16}$	2,4	-2,4

Tính lực cắt :

$Q_{AB} = 0{,}5P - 0{,}15P = 0{,}35P;$

$Q_{BA} = 0{,}5P + 0{,}15P = 0{,}65P$

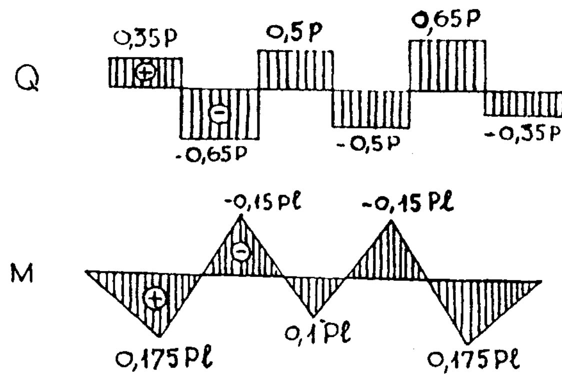
$$Q_{BC} = Q_{CB} = 0{,}5P$$

Tính moment nhịp :

$M_1 = 0{,}25Pl - 0{,}5 \times 0{,}15Pl = 0{,}175Pl$

$M_2 = 0{,}25Pl - 0{,}15Pl = 0{,}100Pl$

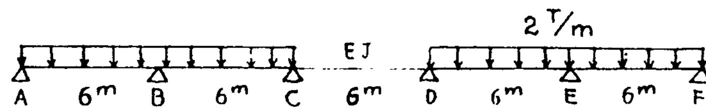
Kết quả tính toán theo 2 biểu đồ sau :



II.2.3. DẦM NĂM NHỊP ĐỀU

Tải đều

Thí dụ II.34. bằng số



Moment ngàm $\mathscr{M}_{BA} = \dfrac{2 \times 36}{8} = 9Tm;$

$$\mathscr{M}_{BC} = -\mathscr{M}_{CB} = \frac{2 \times 36}{12} = -6Tm$$

Độ cứng đơn vị $k_{BA} = \dfrac{3}{4} \cdot \dfrac{EJ}{6} = 0{,}125EJ$

$$k_{BC} = \frac{EJ}{6} = 0{,}167EJ;\ k_{CD} = \frac{1}{2} \cdot \frac{EJ}{6} = 0{,}083EJ.$$

BẢNG PHÂN PHỐI MOMENT

Nút	B		C	
Thanh	BA	BC	CB	CD
Hệ số phân phối	0,429	0,571	0,667	0,333
Moment ngàm $\frac{ql^2}{32}$	9,00	−6,00	6,00,	
Phân phối nút B	−1,30	−1,70 →	−0,85,	
Phân phối nút C		−1,72 ←	−3,44	−1,71
Phân phối nút B	0,74	0,98 →	0,49,	
Phân phối nút C		−0,16 ←	−0,32	−0,17
Phân phối nút B	0,07	0,09 →	0,05,	
Phân phối nút C			−0,03	−0,02
Moment cân bằng	8,51	−8,51	1,90	−1,90

Tính lực cắt :

$Q_{AB} = 6 - 8{,}51 : 6 = 6 - 1{,}42 = 4{,}58T$; $Q_{BA} = 7{,}42T$

$Q_{BC} = 6 + (8{,}5 \quad 1{,}9):6 = 6 + 3{,}3 = 9{,}3T$;$Q_{CB} = 2{,}7T$

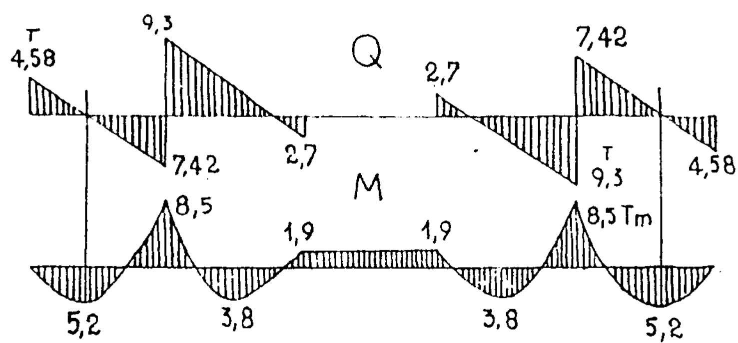
$Q_{CD} = Q_{DC} = 0$ uốn thuần túy.

Tính moment nhịp :

$M_1 = 4{,}58 \times 2{,}29 - 2{,}29^2 = 2{,}29^2 = 5{,}244Tm.$

$$M_2 = 9 - \frac{8,5 + 1,9}{2} = 9,0 - 5,2 = 3,8Tm.$$

Kết quả tính toán theo 2 biểu đồ sau :

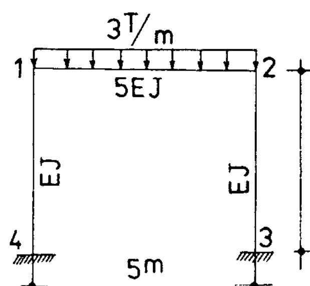


II.2.4. KHUNG MỘT NHỊP ĐỐI XỨNG

Thí dụ II. 35 *bằng số*

Vì đối xứng tính nửa khung

Moment ngàm $\mathscr{M}_{12} = -\frac{3.25}{12} = -6,25Tm;$



Độ cứng đơn vị :

$$k_{14} = \frac{EJ}{4} = 0{,}25EJ$$

$$k_{12} = \frac{1}{2}\ \frac{5EJ}{5} = 0{,}50EJ$$

BẢNG PHÂN PHỐI MOMENT

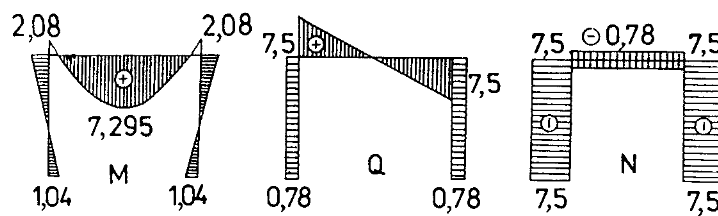
Nút		4	1	
Thanh		41	14	12
Hệ số phân phối		1	0,333	0,667
Moment ngàm	Tm			-6,25
Moment phân phối	Tm	1,04	2,08	4,17
Moment cân bằng	Tm	1,04	2,08	-2,08

Moment dầm $M = \dfrac{3{,}25}{8} - 2{,}08 = 7{,}295Tm$

Lực cắt : $Q_{12} = -Q_{21} = \dfrac{3 \times 5}{2} = 7{,}5T$

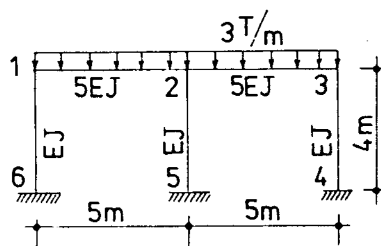
Lực dọc : $N_{14} = N_{23} = -Q_{12} = -7{,}5T$

Kết quả tính toán theo 3 biểu đồ sau :



II.2.5. KHUNG HAI NHỊP ĐỐI XỨNG

Thí dụ II.36 bằng số



Vì đối xứng ta tính nửa khung

Moment ngàm $\mu_{12} = \mu_{23} = -\dfrac{3 \times 25}{12} = -6{,}25$ Tm ;

$\mu_{21} = \mu_{32} = -6{,}25$ Tm ;

Độ cứng đơn vị : $k_{16} = k_{25} = k_{34} = \dfrac{EJ}{4} = 0{,}25$ EJ

$k_{12} = k_{23} = \dfrac{5EJ}{5} = EJ.$

Nút 2 luôn cân bằng : Moment ngàm trái dấu, moment truyền tới cũng trái dấu, nên không có sự phân phối lại.

BẢNG PHÂN PHỐI MOMENT

Nứt	6	1		2		5
Thanh	61	16	12	21	25	52
Hệ số phân phối	1,00	0,20	0,80	0,80	0,20	1,00
Moment ngàm Tm			–6,25	6,25		
Moment phân phối Tm	0,625	1,25	5,00	2,50	0	0
Moment cân bằng Tm	0,625	1,25	–1,25	8,75	0	0

Lực cắt : $Q_{12} = 7{,}5 - \dfrac{8{,}75 - 1{,}25}{5} = 6$ T ;

$Q_{21} = 7{,}5 + 1{,}5 = 9$ T

Q_{23} = 7,5 + 1,5 = 9 T ;

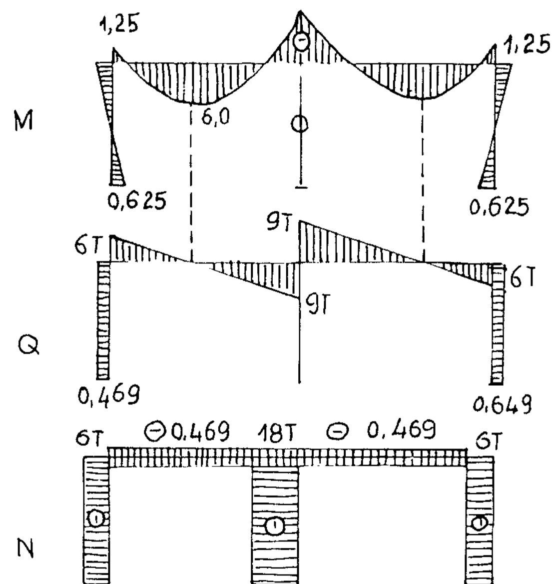
Q_{32} = 7,5 –1,5 = 6 T

Lực dọc : Q_{12} gây nên N_{16} = – 6 T.

Q_{21} và Q_{23} gây nên N_{25} = – 9 – 9 = - 18 T

Q_{32} gây nên N_{34} = – 6 T.

Kết quả tính toán theo 3 biểu đồ sau :



Thí dụ II.37. Khung nhà 1 tầng

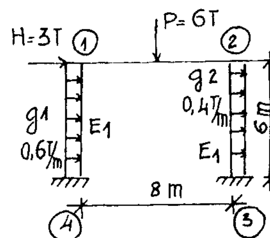
Đối với các kết cấu có chuyển vị ngang, phương pháp phân phối moment phải làm hai lần.

Lần đầu phân phối coi như không có chuyển vị ngang, ngoại lực và lực cắt sẽ tạo ra lực xô F ở đầu cột.

Giả định có chuyển vị đơn vị ở đầu cột, sẽ phát sinh moment ở đầu cột; tiến hành phân phối lần thứ hai moment phát sinh này, sẽ tìm được lực xô F' và hệ số $n = \frac{F}{F'}$

Tổng hợp lại ta có $M = M_1 + nM_2$

Độ cứng đơn vị



$$K_{cột} = \frac{1}{6} = 0{,}167$$

$$K_{dầm} = -\frac{3}{8} = 0{,}375$$

Hệ số phân phối

$$\alpha_{cột} = \frac{0{,}167}{0{,}167 + 0{,}375} = 0{,}31\ ;$$

$$\alpha_{dầm} = \frac{0{,}375}{0{,}167 + 0{,}375} = 0{,}69$$

Moment ngàm

do P $\quad M = \pm\frac{Pl}{8} = \pm\frac{6 \times 8}{3} = \pm\ 6\ \text{Tm}.$

do q_1 $\quad M = \pm \dfrac{ql^2}{12} = \pm \dfrac{0,6 \times 6 \times 6}{12} = \pm\ 1,8$ Tm.

do q_2 $\quad M = \pm \dfrac{ql^2}{12} = \pm \dfrac{0,4 \times 6 \times 6}{12} = \pm\ 1,2$ Tm.

Bảng phân phối moment lần thứ nhất.

Nút	4	1		2		3
Thanh	41	14	12	21	23	32
k	0,167	0,167	0,375	0,375	0,167	0,167
α	1	0,31	0,69	0,69	0,31	1
M ngàm	−1,800	1,800	−6,000	6,000	1,200	−1,200
			−2,484	−4,968	−2,232	−1,116
	1,036	2,072	4,612	2,306		
			−0,795	−1,590	−0,716	−0,358
m phân phối	0,124	0,247	0,548	0,274		
			−0,095	−0,189	−0,085	−0,042
	0,015	0,029	0,066	0,033		
			−0,012	−0,023	−0,010	−0,005
	0,002	0,004	0,008	0,004		
				−0 003	−0,001	
M_1	−0,623	4,152	−4,152	1,844	−1,844	−2,721

H tạo lực xô ngang 3^T

q_1 và q_2 tạo lực xô ngang 3 (0,6 + 0,4) = 3^T

M_1 tạo lực xô ngang

$$\frac{-0{,}623+4{,}152-1{,}844-2{,}721}{6}=-\ 0{,}173$$

Cộng lại ta có :   F = 3 + 3 – 0,173 = 5,827

Ta phải triệt tiêu lực xô ngang này bằng cách cho đầu cột chuyển vị đơn vị. Moment phát sinh ở 4 đầu cột bằng nhau, ta lấy bằng – 4 Tm và lập bảng phân phối thứ hai.

Nút	4	1		2		3
Thanh	41	14	12	21	23	34
k	0,167	0,167	0,375	0,375	0,167	0,167
α	1	0,31	0,69	0,69	0,31	1
M	–4,000	–4,000			–4,000	–4,000
			1,380	2,760	1,240	0,620
	0,406	0,812	1,808	0,904		
			–0,312	–0,624	–0,280	–0,140
m	0,048	0,096	0,216	0,108		
			–0,037	–0,074	–0,034	–0,017
	0,006	0,011	0,026	0,013		
			–0,005	–0,009	–0,004	–0,002
	0,001	0,002	0,003	0,001	–0,001	
M_2	–3,539	–3,079	3,079	3,079	–3,079	–3,539

M_2 tạo lực xô ngang

$$F' = \frac{-3{,}539 - 3{,}079}{6} \times 2 = -\ 2{,}206$$

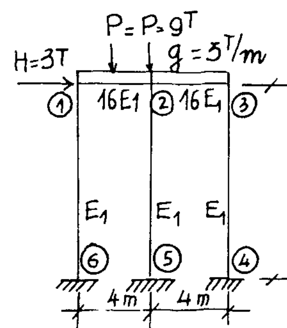
Tính ra $n = \dfrac{F}{F'} = \dfrac{5{,}827}{2{,}206} = 2{,}6414324$

Ta có bảng tổng hợp moment sau

Thanh	4.1	1.4	1.2	2.1	23	34
M_1	–0,623	4,152	–4,152	1,844	–1,844	–2,721
n M_2	–9,348	–8, 133	8,133	8,133	–8,133	–9,348
M	–9,971	–3,981	3,981	9,977	–9,977	–12,069

Kết quả tương tự như phương pháp lực và phương pháp chuyển vị. Các bước tiếp theo : tìm lực cắt và lập biểu đồ Q, M, N làm như trên.

Thí dụ II.38. Cầu tầu hai nhịp



Độ cứng đơn vị

$k_{cọc} = 0{,}1$

$k_{dầm} = 4.$

Hệ số phân phối

Nút 1 và 3 — α cọc 0,024; α dầm 0,976

Nút 2 — α cọc 0,012; α dầm 0,494

Moment ngàm.

do q $\qquad M = \dfrac{3 \times 16}{12} = \pm\ 4\ \text{Tm}$,

do P $\qquad M = \dfrac{9 \times 4}{8} = \pm\ 4{,}5\ \text{Tm}.$

Bảng phân phối moment lần thứ nhất.

Nút	6	1		2				3		4
Thanh	61	16	12	21	25	52	23	32	34	43
k	0,1	0,1	4	4	0,1	0,1	4	4	0,1	0,1
α	1	0,024	0,976	0,494	0,012	1	0,494	0,976	0,024	1
M			–8,500	8,500			–4,000	4,000		
	0,102	0,204	8,296	4,148			–1,952	–3,904	–0,096	0,048
			–1,654	–3,308	–0,080	–0,040	–3,308	–1,654		
	0,020	0,040	1,614	0,807			0,807	1,614	0,040	0,020
m			–0,398	–0,797	–0,020	–0,010	–0,797	–0,398		
	0,005	0,010	0,388	0,194			0,194	0,388	0,010	0,005
			–0,096	–0,192	–0,004	–0,002	–0,192	–0,096		
	0,001	0,002	0,094	0,047			0,047	0,094	0,002	0,001
		0,001	–0,001	–0,046	–0,002	–0,001	–0,046	–0,001	0,001	
M_1	0,128	0,257	–0,257	9,353	–0,106	–0,053	–9,247	0,043	–0,043	–0,022

H tạo lực xô ngang 3^T

M_1 tạo lực xô ngang

$$\frac{0{,}128 + 0{,}257 - 0{,}106 - 0{,}053 - 0{,}043 - 0{,}022}{10} = 0{,}0161$$

Cộng lại ta có F = 3,0161 T

Ta phải triệt tiêu lực xô này bằng cách cho đầu cọc chuyển vị đơn vị. Moment phát sinh ở 6 đầu cọc bằng nhau, ta lấy bằng –4 Tm và lập bảng phân phối moment lần thứ hai

Nút	6	1		2				3		4
Thanh	61	16	12	21	25	52	23	32	34	43
k	0,1	0,1	4	4	0,1	0,1	4	4	0,1	0,1
α	1	0,024	0,976	0,494	0,012	1	0,494	0,976	0,024	1
M	–4,000	–4,000			–4,000	–4,000			–4,000	–4,000
			0,988	1,976	0,048	0,024	1,976	0,988		
	0,036	0,072	2,940	1,470			1,470	2,940	0,072	0,036
			–0,726	–1,452	–0,036	–0,018		–0,726		
m	0,009	0,018	0,708	0,354			0,354	0,708	0,018	0,009
			–0,175	–0,350	–0,008	–0,004	–0,350	–0,175		
	0,002	0,005	0,170	0,085			0,085	0,170	0,005	0,002
			–0,042	–0,084	–0,002	–0,001	–0,084	–0,042		
	0,001	0,002	0,040	0,020			0,020	0,040	0,002	0,001
				–0,020			–0,020			
M_1	–3,952	–3,903	3,903	1,999	–3,998	–3,999	1,999	3,903	–3,903	–3,956

M_2 tạo lực xô ngang

$$F' = -2\,\frac{3{,}952 + 3{,}903 + 3{,}999}{16} = 2{,}3708\ \text{T}$$

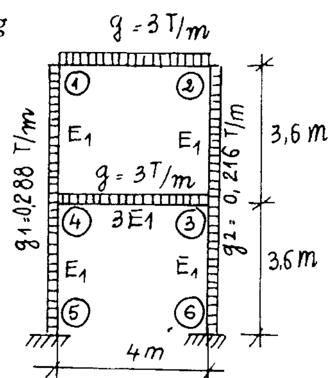
Tính ra $n = \frac{F}{F'} = \frac{3,0161}{2,3708} = 1,2721866.$

Bảng tổng hợp moment.

Thanh	61	16	12	21	25	52	23	32	34	43
M_1	0,128	0,257	–0,257	9,353	–0,106	–0,053	–9,247	0,043	–0,043	–0,022
$n M_2$	–5,028	–4,965	4,965	2,543	–5,086	–5,087	2,543	4,965	–4,965	–5,028
M	–4,900	–4,708	4,708	11,896	–5,192	–5,140	–6,704	4,922	–4,922	–5,050

Kết quả tương tự như phương pháp lực và phương pháp chuyển vị các bước tiếp theo : tìm lực cắt và lập các biểu đồ Q, M, N làm như trước.

Thí dụ II.39. Khung nhà 2 tầng



Để rút khối lượng công việc cần tận dụng sự đối xứng và phản xứng :

1. Tải đối xứng với q = 3 T/m và g = 0,036 T/m, khung không có chuyển vị ngang ta có :

$$k_{cột} = \frac{1}{3,6} = 0,277$$

$$k_{dầm} = \frac{1}{2} \cdot \frac{3}{4} = 0,375.$$

Phân phối moment ta có M_{dx}.

2. Tải phản xứng với g = 0,252 T/m

Khung có chuyển vị ngang

$$k_{cột} = \frac{1}{3,6} = 0,277 \quad ; \quad k_{dầm} = \frac{3}{2} \cdot \frac{3}{4} = 1,125$$

Phân phối moment ta có M_{phx} và tính ra H_{12}, H_{34} vì ở đây có hai chuyển vị ngang, nên ta phải tìm.

Cho $\Delta_{12} = 1$ và $\Delta_{34} = 0$ tìm được Q'_{12} và Q'_{34}.

Cho $\Delta_{12} = 0$ và $\Delta_{34} = 1$ tìm được Q''_{12} và Q''_{34}.

Giải hệ $\begin{cases} Q'_{12} \cdot \Delta_{12} + Q''_{12} \cdot \Delta_{34} = H_{12} \\ Q'_{34} \cdot \Delta_{12} + Q''_{34} \cdot \Delta_{34} = H_{34} \end{cases}$

Ta có Δ_{12} và Δ_{34}

Cuối cùng tổng hợp lại ta có

$$M = M_{dx} + M_{ph} + \Delta_{12}\overline{M}_1 + \Delta_{34}\overline{M}_2$$

Bảng phân phối moment đối xứng

Nút	1		4			5
Thanh	12	14	41	43	45	54
k	0,375	0,277	0,277	0,375	0,277	0,277
α	0,574	0,426	0,2985	0,4030	0,2985	1

M	–4,000	0,039	–0,039	–4,000	0,039	–0,039
	2,274	1,687	0,844			
		0,471	0,942	1,272	0,942	0,471
m	–0,270	–0,201	–0,100			
		0,015	0,030	0,040	0,030	0,015
	–0,009	–0,006	–0,003			
			0,001	0,001	0,001	
M_{dx}	–2,005	2,005	1,675	–2,687	1,012	0,447

Bảng phân phối moment phản xứng

Nút	1		4			5
Thanh	12	14	41	43	45	54
k	1,125	0,277	0,277	1,125	0,277	0,277
α	0,802	0,198	0,1653	0,6694	0,1653	1
M		0,27216	–0,27216		0,27216	–0,27216
	–0,21827	*–0,05389*	–0,02694			
m		0,00222	0,00445	*0,01804*	*0,00445*	0,00222
	–0,00178	*–0,00044*	–0,00018	0,00014	0,00004	0,00002
M_{phx}	–0,22005	0,22005	–0,29483	0,01818	0,27665	–0,26992

M $\Delta_{12} = 1$	0,8020 –0,0597 –0,0005	–1,0000 0,1980 0,0745 –0,0148 0,0005	–1,000 0,0990 0,1490 –0,0074 0,0012	0,6030 0,0050	0,1490 0,0012	0,0745 0,0006
$\overline{M}_1$	0,7418	–0,7418	–0,7582	0,6080	0,1502	0,0751
M $\Delta_{34} = 1$	–0,8020 –0,0066	1,0000 – 0,1980 0,0082 –0,0016	1,0000 –0,0990 0,0164 –0,0006	0,0662 0,0004	–1,0000 0,0164 0,0002	–1,0000 0,0082 0,0001
$\overline{M}_2$	–0,8086	0,8086	0,9168	0,0666	–0,9834	–0,9917

Tính ra

$$H_{12} = 0,252 \times 1,8 + \frac{0,22005 - 0,29483}{3,6} = 0,4328$$

$$H_{34} = 0,252 \times 3,6 + 0,0208 + \frac{0,27665 - 0,26992}{3,6} = 0,9299$$

$$Q'_{12} = \frac{0,7418 + 0,7582}{3,6} = 0,416666$$

$$Q'_{34} = -0,416666 - \frac{0,1502 + 0,0751}{3,6} = -0,47825$$

$$Q''_{12} = -\frac{0,8086 + 0,9168}{3,6} = -0,4792777$$

$$Q''_{34} = 0,4792777 + \frac{0,9834 + 0,9917}{3,6} = 1,0279165.$$

Giải hệ phương trình

$$-\ 0,416666\Delta_{12} - 0,479277\Delta_{34} = 0,4328$$

$$-\ 0,478250\Delta_{12} - 1,027916\Delta_{34} = 0,9299$$

Ta có $\Delta_{12} = 4,473302$; $\Delta_{34} = 2,9859006.$

Lập bảng tổ hợp moment

Thanh	12	14	41	43	45	54
M_{dx} trái M_{dx} phải	−2,005 2,005	2,005 −2,005	1,675 −1,675	−2,687 2,687	1,012 −1,012	0,447 −0,447
$M_{ph.x}$ $\Delta_{12}\overline{M_1}$ $\Delta_{34}\overline{M_2}$	−0,220 −2,414 3,318	0,220 2,414 −3,318	−0,295 −2,737 −3,392	0,018 0,199 2,720	0,277 −2,936 0,672	−0,270 −2,961 0,336
$M_{nửa}$ trái	−1,321	1,321	0,725	0,250	−0,975	−2,448
$M_{nửa}$ phải	2,689	−2,689	−2,625	5,624	−2,999	−3,342

Kết quả tương đương hai phương pháp trên.

CHƯƠNG III

TÍNH KẾT CẤU MÁI

III.1 TÍNH KẾT CẤU GỖ

III.1.1. CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN CỦA GỖ

Gỗ xây dựng thường thuộc từ nhóm IV đến nhóm VII có cường độ theo độ ẩm như sau (*kg/cm²*) :

Trạng thái	Ký hiệu	Nhóm gỗ	Độ ẩm W %	
			15	18
Nén dọc thớ	R_n	IV V VI VII	150 155 130 115	135 135 115 100
Kéo dọc thớ	R_k	IV V VI VII	115 125 100 85	110 120 95 80
Uốn	R_u	IV V VI VII	170 185 135 120	150 160 120 105

Trạng thái	Ký hiệu	Nhóm gỗ	Độ ẩm W %	
			15	18
Nén ép mặt Ngang thớ cục bộ/ toàn bộ	R_n 90° R_{cm}90 °	IV V VI VII	25 28/25 20/20 15/15	24 25/22 18/18 13/13
Trượt dọc thớ	R_{tr}	IV V VI VII	29 30 24 22	25 25 21 19

* Modul đàn hồi của gỗ E = 100000 kg/cm²

III.1.2. CÔNG THỨC TÍNH

Kéo $N \leq m.R_k \cdot F_{th}$

Ép $N \leq m.R_{cm} \cdot F_{th}$

Trượt $N \leq m.R_{tr} \cdot F_{th}$

Uốn $M \leq m.R_u \cdot W$

Trong các công thức trên :

+ m là hệ số điều kiện làm việc :
  - đối với thanh nguyên vẹn m = 1,0
  - đối với thanh bị dục, dẽo m = 0,8

+ F_{th} là tiết diện thu hẹp của thanh lấy ở chỗ bị đục đẽo nhiều nhất.

+ W là modul chống uốn của thanh.

$$W = \frac{bh^2}{6} \ [cm^3]$$

+ Cường độ R_k, R_{cm}, R_{tr}, R_u lấy theo bảng 3.1.1 ở trên

Nén dọc thớ : $\mathbf{N \le m.\varphi.R_n.F}$

- m là hệ số điều kiện làm việc như 3.1.2
- R_n là cường độ nén dọc thớ theo 3.1.1.
- F là tiết diện của thanh F = b x h.
- φ là hệ số thu hẹp diện tích tính theo :

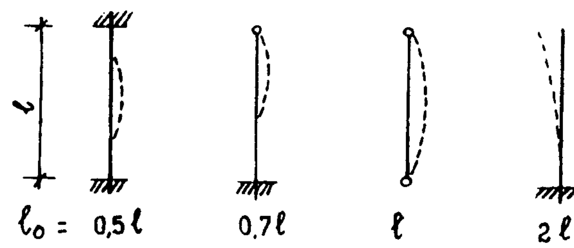
Khi $\lambda \le 75$ $\varphi = 1 - 0,8 \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2$

Khi $\lambda > 75$ $\varphi = \frac{3100}{\lambda^2}$

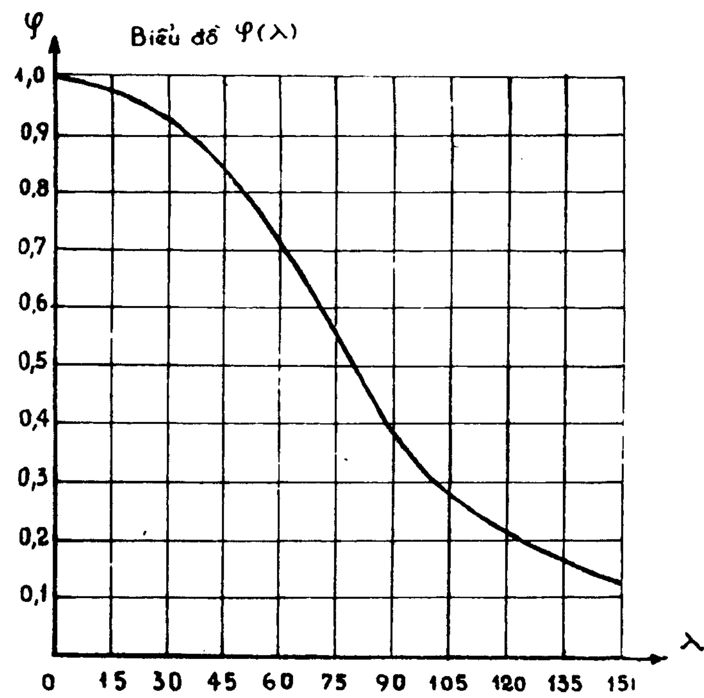
λ là độ thanh mảnh $\lambda = \frac{l_o}{r}$

r là bán kính hồi chuyển $r = \sqrt{\frac{I_{min}}{F}}$

l_o là độ dài tính toán của thanh, lấy theo



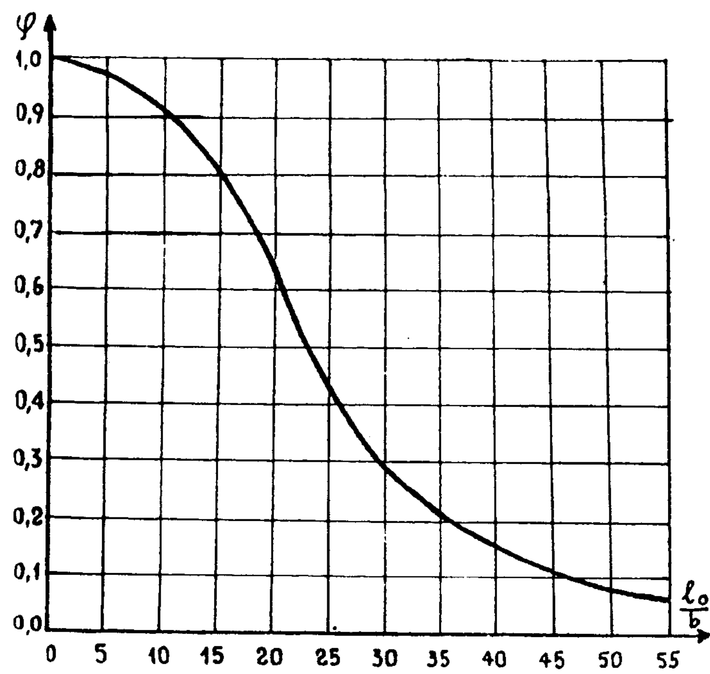
l
l_0 = 0,5 l
0,7 l
l
2 l



φ
Biểu đồ φ(λ)
1,0
0,9
0,8
0,7
0,6
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
λ
0
15
30
45
60
75
90
105
120
135
151

Trong thực tế thường thay r bằng b và tra hệ số φ theo:

biểu đồ $\varphi\left(\frac{l_o}{b}\right)$



III.2. TÍNH KẾT CẤU THÉP

III.2.1. CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN CỦA THÉP

Thép xây dựng tại Việt Nam thường nhập của Liên Xô (cũ) có cường độ như sau (kg/cm^2) :

Trạng thái	Ký hiệu	Loại thép					
		CT0	CT2	CT3 CT4	CT5	HΛ1	HΛ2
Kéo nén uốn	R_a	1700	2000	2100	2200	2500	2900
Cắt	R_{cp}	1000	1200	1300	1400	1500	1700
Ép mặt	R_{cmT}	2500	3000	3200	3600	3800	4300
Ép cục bộ	R_{cmM}	1300	1500	1600	1800	1900	2200
Trượt	R_{cK}	60	70	80	90	95	110

* Modul đàn hồi của thép $E = 2{,}1.10^6$ kg/cm^2

III.2.2. CÔNG THỨC TÍNH :

Kéo $N \leq m_H Ra F_{th}$

Ép $N \leq m_a R_{cm} F$

Uốn $M \leq m_a R_a W$

Cắt $Q \leq m_a R_{cp} \dfrac{I.\delta}{S}$

Trong các công thức trên :

+ m_a, m_{tl} là hệ số điều kiện làm việc :

cốt thép CT0 và CT2 $m_a = 0,9$

cốt thép CT3 trở lên $m_a = 1,0$

với mọi loại thép $m_{tl} = 0,8$

+ F_{th} là diện tích thu hẹp của tiết diện

+ F là diện tích nguyên vẹn của thanh thép

+ W là modul chống uốn của thanh thép.

+ I là moment quán tính của thanh.

+ S là moment tĩnh của tiết diện thanh.

+ δ là bề dầy bụng thanh.

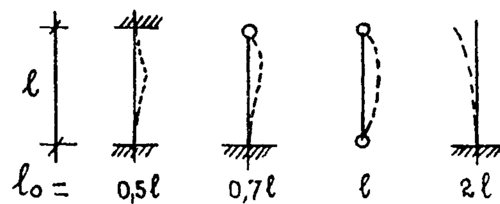
Nén dọc thanh : $N \leq m_a R_a \varphi F$

+ $m_a R_a$ và F lấy như trên.

+ φ là hệ số thu hẹp tiết diện thanh, phụ thuộc hệ số thanh mảnh $\lambda = \dfrac{l_0}{r_{min}}$, với r_{min} là bán kính hồi chuyển nhỏ nhất của thanh

$$r_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{F}}$$

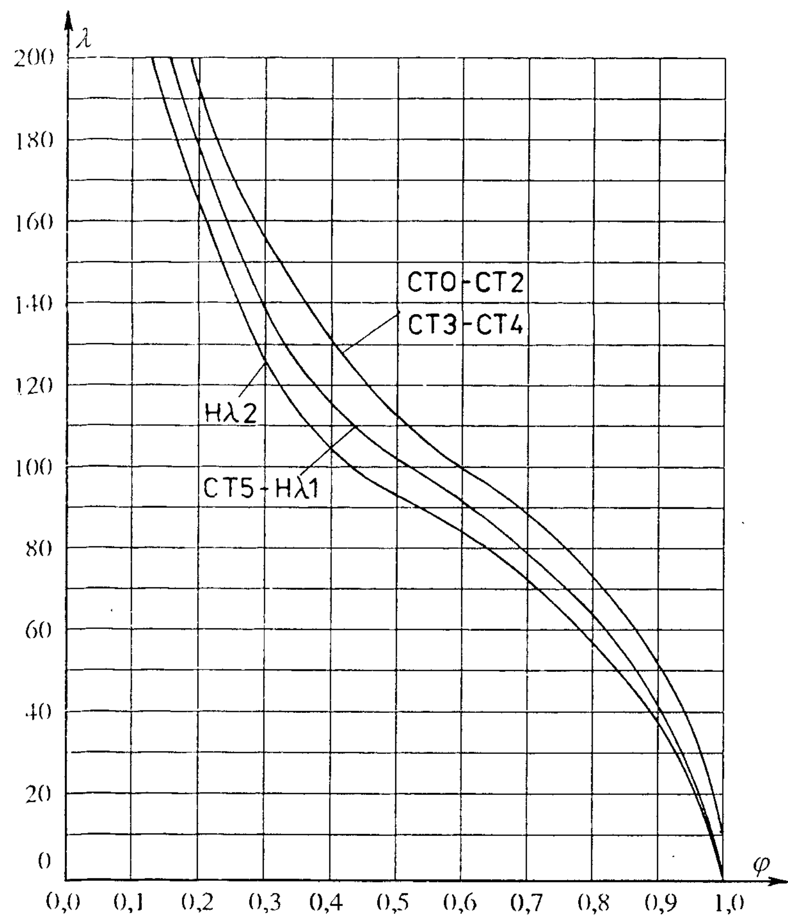
+ l_0 là độ dài tính toán của thanh tính theo



BẢNG TRA φ THEO λ

	Loại thép		
	CT0-CT2 CT3-CT4	CT5-HΛ1	HΛ2
0	1,00	1,00	1,00
10	0,99	0,98	0,98
20	0,97	0,95	0,95
30	0,95	0,93	0,93
40	0,92	0,90	0,90
50	0,89	0,84	0,83
60	0,86	0,80	0,78
70	0,81	0,74	0,71
80	0,75	0,66	0,63
90	0,69	0,59	0,54
100	0,60	0,50	0,45
110	0,52	0,43	0,39
120	0,45	0,38	0,33
130	0,40	0,32	0,29
140	0,36	0,28	0,26
150	0,32	0,27	0,23
160	0,29	0,24	0,21
170	0,26	0,21	0,19
180	0,23	0,19	0,17
190	0,21	0,17	0,15
200	0,19	0,16	0,14

Từ λ tra ra φ theo biểu đồ sau :



III.3. TÍNH CÁC BỘ PHẬN MÁI

III.3.1 TẢI TRỌNG

Mái ngói (83 kg/m²) :

- Ngói	$25^{V} \times 2^{kg} \times 1,1$	= 55 *kg/m²*
- Litô	$5^{m} \times 0,03 \times 0,03 \times 800 \times 1,1$	= 4 *kg/m²*
- Cầu phong	$2^{m} \times 0,04 \times 0,06 \times 800 \times 1,1$	= 4 *kg/m²*
- Xà gồ	$1 \times 0,10 \times 0,10 \times 800 \times 1,1$	= 9 *kg/m²*
- Dàn kèo	$10 \times 1,1$	= 11 *kg/m²*

Mái Fibrô (35 kg/m²) :

- Fibrô	$1,5 \times 1 \times 0,005 \times 1800 \times 1,1$	= 15 *kg/m²*
- Xà gồ	$8 \times 1,1$	= 9 *kg/m²*
- Dàn kèo	$10 \times 1,1$	= 11 *kg/m²*

Mái tôn (30 kg/m²) :

- Tôn múi	$1,5 \times 1 \times 0,7 \times 7,85 \times 1,1$	= 10 *kg/m²*
- Xà gồ	$8 \times 1,1$	= 9 *kg/m²*
- Dàn kèo	$10 \times 1,1$	= 11 *kg/m²*

Trần vôi rơm (90 kg/m²) :

- Dầm trần	$2 \times 0,06 \times 0,10 \times 800 \times 1,1$	= 11 *kg/m²*
- Lati	$25 \times 0,03 \times 0,01 \times 800 \times 1,1$	= 7 *kg/m²*
- Vôi rơm	$3 \times 15 \times 1,1$	= 50 *kg/m²*
- Vữa trát	$1 \times 20 \times 1,1$	= 22 *kg/m²*

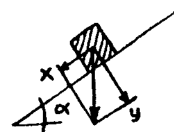
Trần ván ép (26 kg/m²) :

- Dầm trần và văng 3 x 0,06 x 0,1 x 800 x 1,1 = 21 kg/m^2
- Ván ép 0,5 x 8 x 1,1 = 5 kg/m^2

III.3.2. TÍNH LITÔ

Litô đỡ ngói, thường dùng gỗ 3 x 3 hoặc thép L 20.20.3

Litô chịu uốn xiên theo 2 chiều x và y. Nhịp của litô là 0,6*m* (khoảng cách cầu phong). Tải trọng cho một litô là



q = 59 : 5 = 12 *kg/m*

Coi litô là dầm liên tục :

$$M = \frac{ql^2}{10} = \frac{0{,}12.3600}{10} = 43{,}2 \ kgcm$$

$$f = \frac{ql^4}{384EJ} = \frac{0{,}12.1{,}296.10^7}{384.10^{5}.J} = \frac{0{,}0405}{J}$$

ĐẶC TRƯNG CỦA LITÔ

Loại	W cm^3	J cm^4
Gỗ 3 x 3	4,5	6,75
L 20.20.3	0,286	0,40

Góc α của mái ngói là 31^0 ($tg\alpha = 0,6$)

Về cường độ

+ Đối với litô gỗ :

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_y = \frac{43,2}{4,5}[\sin\alpha + \cos\alpha]$$

$$= \frac{43,2}{4,5}[0,515 + 0,857]$$

$$= 9,6 \times 1,372 = 13,2\ kg/cm^2 < 120$$

+ Đối với litô thép :

$$\sigma = \frac{43,2}{0,286} \times 1,372 = 151 \times 1,372 = 207 < 2100$$

Về ổn định :

$$\text{litô gỗ : } f = \frac{0,0405}{6,75}\left[\sqrt{\sin^2\alpha + \cos^2\alpha}\right] = 0,006\ \text{cm}$$

$$\text{litô thép : } f = \frac{0,0405}{0,40} = 0,1cm < \frac{60}{200} = 0,3$$

Như vậy là về cường độ và ổn định litô gỗ và thép chịu dựng an toàn. Với litô thép cần kiểm tra thêm theo chiều x_0x_0 min.

$$\sigma = \frac{43,2 \times 1,523}{0,17} = 387\ kg/cm^2 < 2100$$

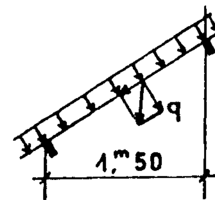
$$f = \frac{0,0405}{0,17} = 0,238\ cm < 0,3$$

Như vậy vẫn an toàn.

III.3.3. TÍNH CẦU PHONG

Cầu phong dỡ litô cho mái ngói, thường dùng gỗ 4 x 6 đặt cách 0,60*m*.

Nhịp của cầu phong lớn nhất cho góc $\alpha = 31^0$ là :



$$l = \frac{1,5}{\cos 31} = 1,75\ m$$

Tải trọng cho cầu phong

$$q = 63 \times 0,6 \times \cos 31 = 32,4\ kg/m.$$

Tính theo dầm liên tục hai nhịp :

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{0,324 \cdot 175^2}{8} = 1240\ kgcr$$

$$f = \frac{2 \cdot ql^1}{384EJ} = \frac{2 \cdot 0,324 \cdot 1,75^4 \cdot 10^8}{384 \cdot 10^5 \cdot J} = \frac{15,827}{J}$$

Đặc trưng câu phong

$$W = \frac{4.6^2}{6} = 24\ cm^3;\ J = \frac{4.6^3}{12} = 72\ cm^4$$

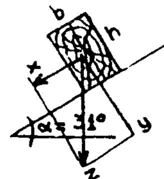
$$\sigma = \frac{1240}{24} = 51,7 < 120;$$

$$f = \frac{15,827}{72} = 0,22\ cm < \frac{175}{200} = 0,88$$

III.3.4. TÍNH XÀ GỒ

Xà gồ gỗ :

Xà gồ gỗ dùng cho mái ngói, mái fibrô, mái tôn



Riêng với mái ngói, xà gồ chịu hai điều bất lợi là tải trọng lớn, góc xiên lớn.

Ta xét kỹ xà gồ gỗ với góc $\alpha = 31^0$

Tải trọng cho một xà gồ :

$$q = 72 \times 1,75 = 126\ kg/m$$

a. Về cường độ :

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{1,26 \cdot l^2}{8} = 0,1575l^2$$

$$W_y = \frac{bh^2}{6} \quad ; \qquad W_x = \frac{hb^2}{6}$$

$$M_x = 0{,}1575l^2 \; . \; \sin 31 \; = 0{,}081l^2$$

$$M_y = 0{,}1575l^2 \; . \; \cos 31 \; = 0{,}135l^2$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{6l^2}{bh}\left[\frac{0{,}081}{b} + \frac{0{,}135}{h}\right]$$

với điều kiện $\sigma \leq 120\ kg/cm^2$

thì $$l^2 = \frac{20bh}{\dfrac{0{,}081}{b} + \dfrac{0{,}315}{h}}$$

Ta chọn cỡ xà gồ và tính ra sự khống chế nhịp :

b	h	$\frac{0{,}081}{b}$	$\frac{0{,}135}{h}$	Mẫu số	20bh	l^2	l_{cm}
8	10	0.010	0.0135	0,0235	1600	68085	261
8	12	0.010	0,01125	0,02125	1920	90353	301
8	14	0.010	0,00964	0,01964	2240	114053	338
10	12	0,008	0,01125	0,01925	2400	124675	353
10	14	0,008	0,00964	0,01764	2800	158730	398
10	16	0.008	0,00844	0,01644	3200	194647	441
12	14	0,00675	0,00964	0,01639	3360	205003	453
12	16	0,00675	0,00844	0,01519	3840	252798	503
12	18	0,00675	0.00750	0,01425	4320	303158	550

b. Về ổn định

$$f = \frac{5 \cdot ql^4}{384EJ} = \frac{5 \times 1.26 \cdot l^4}{384 \cdot 10^5 . J} = \frac{16,4l^4}{J}$$

(riêng l ở đây tính bằng m)

$$f_x = \frac{16,4 \cdot l^4 \cdot \sin\alpha}{J_x} \quad \text{và} \quad f_y = \frac{16,4l^4 \cdot \cos\alpha}{J_y}$$

$$f = \sqrt{fx^2 + fy^2} \leq \frac{l(cm)}{200} = \frac{l(m)}{2}$$

$$J_x = \frac{hb^3}{12}; \qquad J_y = \frac{bh^3}{12}$$

Rút gọn ta có :

$$l^3(m) = \frac{1}{2\sqrt{\left[\frac{16,4 \cdot \sin x}{J_x}\right]^2 + \left[\frac{16,4 \cdot \cos x}{J_y}\right]^2}}$$

Ta chọn xà gồ và tính ra nhịp theo độ võng

Cỡ	J_x / J_y	A	B	C	l^3	l
8.10	427 667	0,019780 0,021072	0,00039125 0,00044403	0,0289	17,301	2,586
8.12	512 1152	0,016496 0,012200	0,00027212 0,00014884	0,0205	24,390	2,900
8.14	597 1829	0,014147 0,007684	0,00020014 0,00005904	0,0161	31,056	3,143
10.12	1000 1440	0,008446 0,009760	0,00007133 0,00009526	0,0129	38,760	3384
10.14	1167 2287	0,007237 0,006146	0,00005237 0,00003777	0,0095	52,632	3,748
10.16	1333 3413	0,006336 0,004118	0,00004014 0,00001696	0,0075	66,667	4,055
12.14	2016 2744	0,004189 0,005122	0,00001755 0,00002623	0,0066	75,758	4,231
12.16	2304 4096	0,003666 0,003431	0,00001344 0,00001177	0,0050	100,00	4,642
12.18	2592 5832	0,003258 0,002410	0,00001061 0,00000581	0,0040	125,00	5,000

Trong đó : $A = 16,4 \sin x : Jx$

$= 16,4 \cos x : Jy$

$B = [16,4 \sin x : Jx]^2$

$= [16,4 \cos x : Jy]^2$

$C = \sqrt{[16,4 \sin x : Jx]^2 + [16,4 \cos x : Jy]^2}$

Ta thấy điều kiện ổn định quyết định nhịp của xà gồ. Gián cách $3^m,60$ phải chọn xà gồ 10 × 14.

Xà gồ thép

Xà gồ thép dùng cho mái fibrô hoặc tôn.

Ta lấy nhịp 6*m* và $tg\alpha = 0{,}4$ để chọn thép.

Tải trọng $q = 24 \times 1{,}615 = 40\ kg/m$

$$M = \frac{0{,}4 \,.\, 600^2}{8} = 18000\ kgcm$$

$$f = \frac{5 \,.\, 0{,}4 \,.\, 1296 \,.\, 10^8}{384 \,.\, 2{,}1 \,.\, 10^6 \,.\, J} = \frac{321{,}429}{J}$$

Chọn I 12

$W_x = 12{,}7 \qquad W_y = 72{,}7\ cm^3$

$I_x = 46{,}9 \qquad I_y = 436\ cm^4$

$$\sigma = 18000\left[\frac{0{,}371}{12{,}7} + \frac{0{,}929}{72{,}7}\right]$$

$$= 18000 \times 0{,}042 = 756\ kg/cm^2$$

$$f = \sqrt{\left[\frac{321{,}429 \times 0{,}371}{46{,}9}\right]^2 + \left[\frac{321{,}429 \times 0{,}429}{436}\right]^2}$$

$$= \sqrt{(2{,}543)^2 + (0{,}685)^2} = \sqrt{6{,}934}$$

$$= 2{,}63 < \frac{600}{200} = 3\ cm$$

Chọn [*12*

$W_x = 10{,}17\ cm^3 \qquad W_y = 37{,}4\ cm^3$

$I_x = 57{,}7\ cm^4 \qquad I_y = 346{,}3\ cm^4$

$$\sigma = 18000\left[\frac{0,371}{10,17} + \frac{0,929}{37,4}\right]$$

$$= 18000\left[0,0365 + 0,0248\right] = 1103\ kg/cm^2$$

$$f = \sqrt{\left[\frac{321,429 \times 0,371}{57,7}\right]^2 + \left[\frac{321,429 \times 0,929}{346,3}\right]^2}$$

$$= \sqrt{4,271 + 0,744} = \sqrt{5,015}$$

$$= 2,24\ cm < 3\ cm$$

Như vậy với mái lợp fibrô hoặc tôn, gián cách vì kèo 6*m* dùng I12 hoặc ⊏12 đều an toàn, ⊏12 ổn định hơn I12.

III.3.5. TÍNH DẦM TRẦN

Dầm trần thường chọn gỗ 6 x 10 đặt cách 60*cm*

Tính cho trần vôi rơm : q = 90 x 0,6 = 54 *kg/m*

$$V = \frac{6.10^2}{6} = 100cm^3;\ J = \frac{6.10^3}{12} = 500cm^4$$

Cường độ

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{0,54.l^2}{8} = 0,0675l^2$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{0{,}0675l^2}{100} = 120 \text{ rút ra}$$

$$l^2 = \frac{12000}{0{,}0675} = 177.778 \rightarrow l = 422cm$$

Ổn định

$$f = \frac{5ql^4}{384EJ} = \frac{5 \cdot 0{,}54 \cdot l^4}{384 \cdot 10^5 \cdot 500} = 0{,}01\dot{4}l^4$$

Khống chế độ võng bằng $\frac{1}{200}$ nhịp

ta có $$l^3 = \frac{1}{2 \times 0{,}0140625} = 35{,}556$$

$$l = 3{,}29m$$

Như vậy dầm trần 6 x 10 có thể đỡ trần vôi rơm cho nhịp 3,29*m* an toàn.

Nếu đóng trần ván ép, tải trọng chỉ bằng $\frac{1}{3}$ thì dầm trần 6 x 10

Về cường độ chịu được nhịp : 7,3*m*

Về ổn định chịu được nhịp : 4,7*m*.

Thông thường dầm gỗ chỉ nên dùng cho nhịp 4*m*.

III.4. TÍNH VÌ KÈO CHUNG

Vì kèo là hệ kết cấu mà các thanh chỉ chịu kéo hoặc nén (không có moment và lực cắt). Ngoại lực tập trung đúng vào các nút. Có hai phương pháp tính vì kèo :

- *Phương pháp tĩnh định* dùng ba phương trình cân bằng $\Sigma X = 0$; $\Sigma Y = 0$; $\Sigma M = 0$. Kết quả tính ghi ở các bảng tính sẵn.

- *Phương pháp đồ thị* (crémona) là phương pháp thực thực hành, thông dụng, tính nhanh ra kết quả. Nội dung của phương pháp là vẽ vì kèo theo đúng kích thước, đặt vào các nút chịu lực một ngoại lực bằng đơn vị, xác định phản lực hai gối tựa bằng nửa số ngoại lực. Chia miền ngoài theo chữ, miền trong theo số.

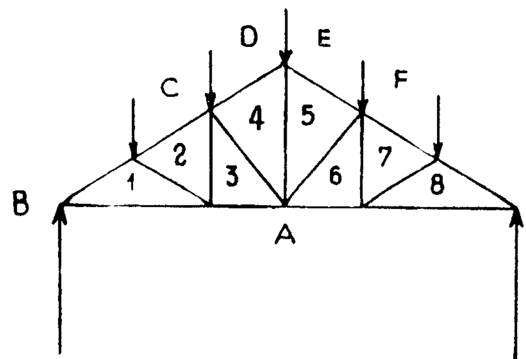
Đặt ngoại lực và phản lực theo cột dọc bên phải : mỗi miền là một điểm.

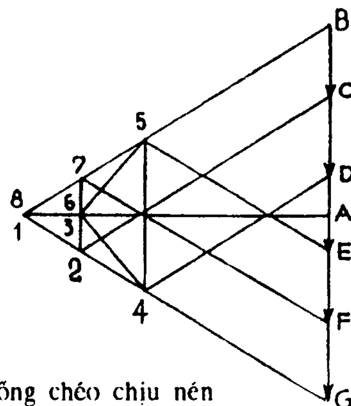
Lần lượt tách từng nút theo chiều kim đồng hồ : bắt đầu bằng phản lực trái, giao điểm của thanh cánh thượng và thanh cánh hạ gặp nhau tại 1, lấy chiều của ngoại lực xác định dấu của nội lực : tại mỗi nút nếu chiều nội lực trong thanh đi vào nút là thanh chịu nén; ngược lại nếu chiều nội lực từ nút đi ra là thanh chịu kéo. Từ đuôi vì kèo lần lượt đi lên đỉnh kèo (nhớ rằng mỗi nút chỉ có hai ẩn số), khi thanh cuối cùng trùng nhau là kết quả đúng. Chiều dài trên sơ đồ lực chính là trị số nội lực trong thanh.

Dưới đây là mẫu đồ thức cho vì kèo phổ thông và vì kèo Polonçeau.

Vì kèo phổ thông

$\alpha = 31^{\circ}$ $tg\alpha = 0.6$



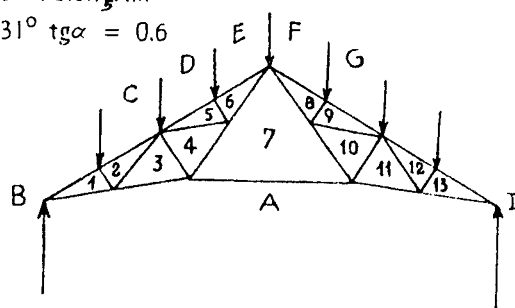


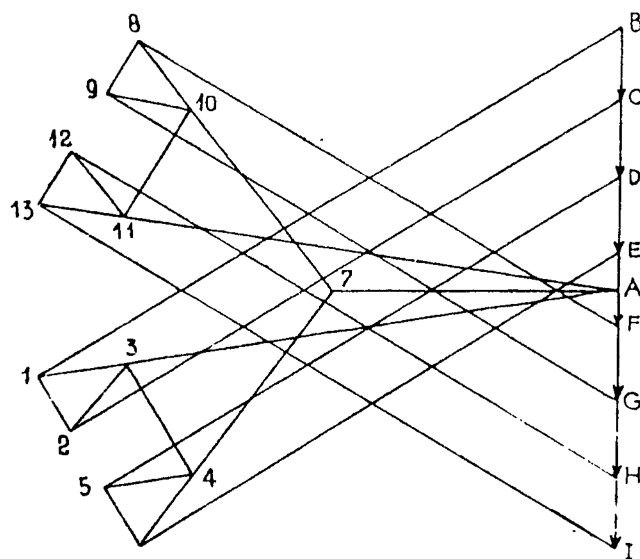
Thanh kèo và chống chéo chịu nén

Quá giang và chống đứng chịu kéo.

Vì kèo Polong[illegible]

$\alpha = 31^\circ \quad tg\alpha = 0.6$





Thanh kèo và các thanh vuông góc kèo chịu nén. Các thanh còn lại chịu kéo.

III.5. TÍNH VÌ KÈO GỖ

Vì kèo gỗ có thể lợp ngói, lợp fibrô hoặc lợp tôn.

Nếu lợp ngói chọn góc 31° $tg\alpha = 0,6$

Nếu lợp fibrô chọn góc 21° $tg\alpha = 0,4$

Nếu lợp tôn chọn góc 11° $tg\alpha = 0,2$.

Tận dụng các bảng tính sẵn về vì kèo phổ thông.

Sau đây là một thí dụ tính vì kèo phổ thông cho nhà ở rộng 6m, bước kèo 3,60*m* lợp ngói, trần vôi rơm .

III.5.1. XÁC ĐỊNH CÁC LỰC P_1 VÀ P_2

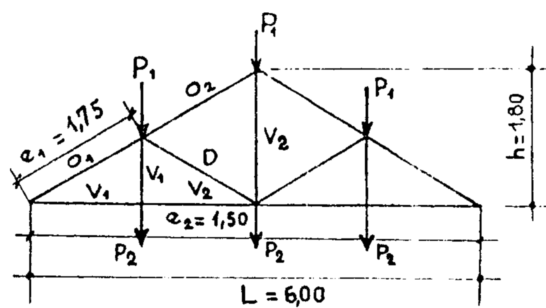
Với nhịp 6*m* chọn vì kèo 4 khoang.

$e = 1,5m$ và $e_1 = 1,5 : 0,857 = 1,75m$

$P_1 = 83 \times 1,75 \times 3,6 = 523kg$

$P_2 = 90 \times 1,50 \times 3,6 = 486kg$

III.5.2. TÍNH NỘI LỰC CÁC THANH



Tra hệ số ghi vào bảng sau :

Thanh	O_1	O_2	V1	V2	D	V1	V2
Hệ số	-2,915	-1,944	2,500	2,500	-0,972	0+1	1+2
Số nhân	1009	1009	1009	1009	1009	486	523 + 486
N	-2941	-1962	2523	2523	-981	486	1495

III.5.3. XÁC ĐỊNH TIẾT DIỆN CÁC THANH

Đối với các thanh chịu kéo :

$$N \leq m \cdot R_k \cdot F$$

tính ra $$F = \frac{N}{m.R_k} = \frac{N}{0{,}8.95} = \frac{N}{76}$$

Thanh V_1 và V_2 $F = \frac{2523}{76} = 33cm^2$ chọn 8 x 10

Thanh V_2 $F = \frac{1495}{76} = 20cm^2$ chọn 8 x 8

Thanh V_1 $F = \frac{486}{76} = 6{,}4cm^2$ chọn 2 x 4 x 8

Đối với các thanh chịu nén :

$$N \leq m \cdot \varphi \cdot R_n \cdot F$$

Chiều dài tính toán $l_o = 0.8 \times e_1 = 140$ cm

$$b = 8cm, \quad \frac{l_o}{b} = 17.5 \text{ tra ra } \varphi = 0,7$$

tính ra $$F = \frac{N}{0,8.0,7.115} = \frac{N}{64,4}$$

Thanh O_1 và O_2 $$F = \frac{2941}{64,4} = 46cm^2 \text{ (chọn } 8 \times 8)$$

Thanh D $$F = \frac{981}{64,4} = 15,3cm^2 \text{ (chọn } 8 \times 8)$$

III.5.4. TÍNH BULÔNG LIÊN KẾT

Bulông chân kèo :

$$F_a = \frac{N \cdot tg(73^o - \alpha)}{m_a R_{cp}}$$

chọn thép CT3 với $m_a R_{cp} = 1300$

$$F_a = \frac{2941 \cdot tg42}{1300} = 2,04 \ cm^2$$

Chọn bulông $\phi 16$

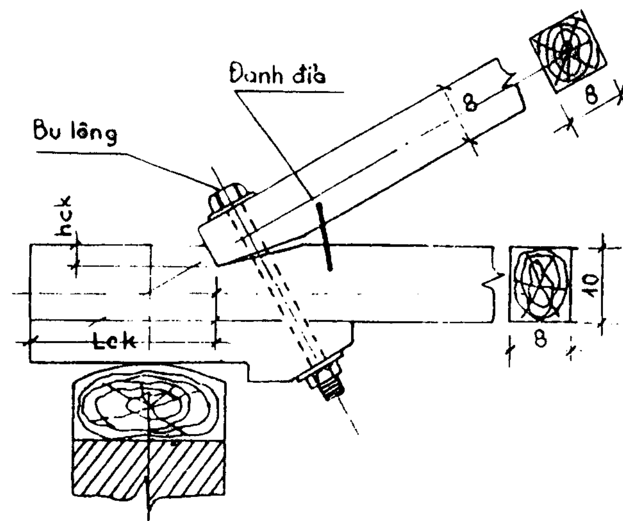
Bulông chống đứng:

$$F_a = \frac{N}{2 \times m_a R_{op}} = \frac{1495}{2 \times 1300} = 0{,}575 cm^2$$

Chọn bulông $\phi 10$

III.5.5. CẤU TẠO CHI TIẾT

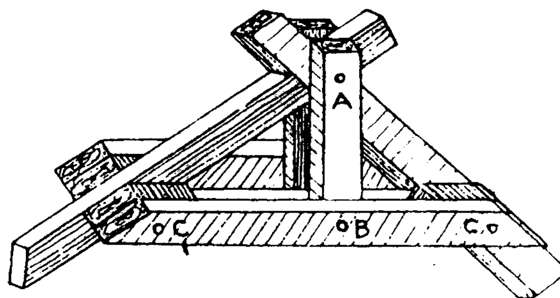
Chân kèo



Bảng tra L_{ck} và h_{ck} tùy theo lực Q_1

Bề rộng b	L_{ck}(cm)			h_{ck} (cm)				
	20	25	30	2	2.5	3	3.5	4
6	1710	2140	2570	1156	1446	1736	2020	2310
8	2285	2860	3430	1540	1930	2310	2700	3080
10	2860	3570	4290	1930	2410	2900	3380	3860
12	3430	4290	5150	2320	2900	3480	4050	4640
14	4000	5000	6000	2700	3280	4050	4730	5400

Đầu kèo



Hai thanh kèo chắp mộng nửa gỗ tại A.

Bulông A chịu lực kéo của thanh V_2

Phân chia lực B = 0.5A = 2C.

BẢNG III.1. VÌ KÈO PHỔ THÔNG

$$\cot g\alpha = \frac{L}{2h};$$

$$\frac{1}{\sin\alpha} = \sqrt{1 + \cot g^2\alpha}$$

CÔNG THỨC CHUNG CHO VÌ KÈO GÓC α

$\alpha = 21^{0}48;\ tg\alpha = 0{,}4 : cotg = 2{,}5$

Thanh				
O_1 O_2 O_3 O_4	$0{,}5\sqrt{1 + cotg^2\alpha}$	$1{,}5\sqrt{1 + cotg^2\alpha}$ $\sqrt{1 + cotg^2\alpha}$	$2{,}5\sqrt{1 + cotg^2\alpha}$ $2{,}0\sqrt{1 + cotg^2\alpha}$ $1{,}5\sqrt{1 + cotg^2\alpha}$	$3{,}5\sqrt{1 + cotg^2\alpha}$ $3{,}0\sqrt{1 + cotg^2\alpha}$ $2{,}5\sqrt{1 + cotg^2\alpha}$ $2{,}0\sqrt{1 + cotg^2\alpha}$
U_1 U_2 U_3 U_4	0,5 cotg α	1,5 cotg α 1,5 cotg α	2,5 cotg α 2,5 cotg α 2,0 cotg α	3,5 cotg α 3,5 cotg α 3,0 cotg α 2,5 cotg α
D_1 D_2 D_3		$0{,}5\sqrt{1 + cotg^2\alpha}$	$0{,}5\sqrt{1 + cotg^2\alpha}$ $0{,}5\sqrt{4 + cotg^2\alpha}$	$0{,}5\sqrt{1 + cotg^2\alpha}$ $0{,}5\sqrt{4 + cotg^2\alpha}$ $0{,}5\sqrt{9 + cotg^2\alpha}$
V_1 V_2 V_3 V_4	0,0(1,0)	0,0 (1,1) 1,0 (2,0)	0,0 (1,0) 0,5 ((1,5) 2,0 (3,0)	0,0 (1,0) 0,5 (1,5) 1,0 (2,0) 3,0 (4,0)

$\alpha = 21^{0}48'$ $tg\alpha = 0,4$ $cotg\alpha = 2.5$

Thanh				
O_1	1,346	4,039	6,731	9,424
O_2		2,693	5,385	8,078
O_3			4,039	6,731
O_4				4,039
U_1	1,250	3,750	6,250	8,750
U_2		3,750	6,250	8,750
U_3				7,500
U_4				6,250
D_1		1,346	1,346	1,346
D_2			1,601	1,601
D_3				1,953
V_1	0,0(1,0)	0,0(1,0)	0,0(1,0)	0,0 (1,0)
V_2		1,0(2,0)	0,5(1,5)	0,5 (1,5)
V_3			2,0(3,0)	1,0 (2,0)
V_4				3,0 (4,0)

$a = 31^o$ $tg\alpha = 0,6$ $cotg\alpha = 1,667$

Thanh				
O_1 O_2 O_3 O_4	0,972	2,915 1,944	4,859 3,887 2,915	6,803 5,831 4,859 3,887
U_1 U_2 U_3 U_4	0,833	2,500 2,500	4,167 4,167 3,333	5,833 5,833 5,000 4,167
D_1 D_2 D_3		0,972	0,972 1,302	0,972 1,302 1 716
V_1 V_2 V_3 V_4	0,0 (1,0)	0,0 (1,0) 1,0 (2,0)	0,0 (1,0) 0,5 (1,5) 2,0 (3,0)	0,0 (1,0) 5,5 (1,5) 1,0 (2,0) 3,0 (4,0)

$a = 11^{\circ}31'$; $tg\alpha = 0,2$; $cotg\alpha = 5$

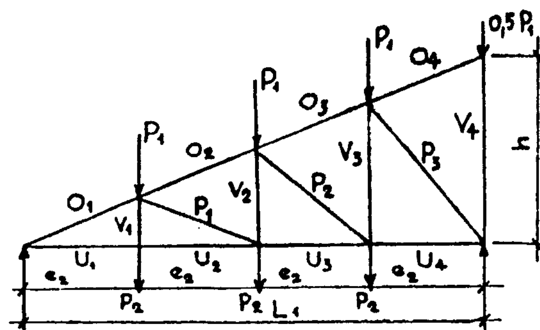
Thanh				
O_1	2,550	7,649	12,748	17,847
O_1		5,099	10,198	15,297
O_3			7,649	12,748
O_4				10,198
U_1	2,500	7,500	12,500	17,500
U_2		7,500	12,500	17,500
U_3			10,000	15,000
U_4				12,500
D_1		2,550	2,550	2,550
D_2			2,693	2,693
D_3				2,915
V_1	0,0 (1,0)	0,0 (1,0)	0,0 (1,0)	0,0 (1,0)
V_2		1,0 (2,0)	0,5 (1,5)	0,5 (1,5)
V_3			2,0 (3,0)	1,0 (2,0)
V_4				3,0 (4,0)

* Các thanh V : hệ số trước nhân với P_1; hệ số sau trong ngoặc nhân với P_2 (tải trần).

* Các thanh khác nhân hệ số với $P_1 + P_2$ (tải mái cộng tải trần).

BẢNG III.2. Bán kèo phổ thông

$$\cot g\alpha = \frac{L}{2h} \qquad\qquad \frac{1}{\sin\alpha} = \sqrt{1 + \cot g^2\alpha}$$



CÔNG THỨC CHUNG CHO BÁN KÈO GÓC α $\qquad$ $\alpha = 21^0 48'$; $tg\alpha = 0,4$; $cotg\alpha = 2,5$

Thanh				Thanh			
O_1	$0,5\sqrt{1+cotg^2\alpha}$	$1,0\sqrt{1+cotg^2\alpha}$	$1,50\sqrt{1+cotg^2\alpha}$	O_1	1,346	2,693	4,039
O_2	0	$0,75\sqrt{1+cotg^2\alpha}$	$1,25\sqrt{1+cotg^2\alpha}$	O_2	0,0	2,019	3,366
O_3		0	$1,00\sqrt{1+cotg^2\alpha}$	O_3		0,0	2,693
O_4			0	O_4			0,0
U_1	0,5 cotg α	1,0 cotg α	1,50 cotg α	U_1	1,250	2,500	3,750
U_2	0,5 cotg α	1,0 cotg α	1,50 cotg α	U_2	1,250	2,500	3,750
U_3		0,75 cotg α	1,25 cotg α	U_3		1,875	3,125
U_4			1,00 cotg α	U_4			2,500
D_1	$0.5\sqrt{1+cotg^2\alpha}$	$0,5\sqrt{1+cotg^2\alpha}$	$0,5\sqrt{1+cotg^2\alpha}$	D1	1,346	1,346	1,346
D_2		$0,5\sqrt{4+cotg^2\alpha}$	$0,5\sqrt{4+cotg^2\alpha}$	D2		1,601	1,601
D_3			$0,5\sqrt{9+cotg^2\alpha}$	D3			1,953
V_1	0.0 (1.0)	0,0 (1,0)	0,0 (1,0)	V_1	0,0 (1,0)	0,0(1,0)	0,0 (1,0)
V_2	-0.5 (0,0)	0,5 (1,5)	0,5 (1,5)	V_2	-0,5 (0,0)	0,5 (1,5)	0,5 (1,5)
V_3		-0,5 (0,0)	1,0 (2,0)	V_3		-0,5 (0,0)	1,0 (2,0)
V_4			-0,5 (0,0)	V_4			-0,5 (0,0)

$\alpha = 31^0$; $tg\alpha = 0,6$; $cotg\alpha = 1,667$

Thanh			
O_1 O_2 O_3 O_4	0.972 0.0	1.944 1 458 0.0	2.951 2.430 1.944 0.0
U_1 U_2 U_3 U_4	0.833 0.833	1.667 1.667 1.250	2.500 2.500 2.083 1.667
D_1 D_2 D_3	0.972	0.972 1.302	0,972 1.302 1.716
V_1 V_2 V_3 V_4	0.0 (1.0) -0.5(0.0)	0.0 (1.0) 0.5 (1.5) -0.5 (0.0)	0.0(1.0) 0,5(1.5) 1.0 (2.0) -0,5 (0,0)

$\alpha = 11^o31'$; $tg\alpha = 0,2$; $cotg\alpha = 5,0$

Thanh			
O_1 O_2 O_3 O_4	2,550 0.0	5,099 3,824 0.0	7,649 6,374 5,099 0,0
U_1 U_2 U_3 U_4	2,5 2,5	5,00 5,00 3,75	7,5 7,5 6,25 5,00
D_1 D_2 D_3	2,550	2,550 2,693	2,550 2,693 2,915
V_1 V_2 V_3 V_4	0,0 (1,0) -0,5(0,0)	0,0 (1,0) 0,5 (1,5) -0,5 (0,0)	0,0 (1,0) 0,5 (1,5) 1,0 (2,0) -0,5 (0,0)

* Các thanh V : hệ số trước nhân với P_1; hệ số sau trong ngoặc nhân với P_2 (tải trọng trần) dấu - là thanh V cuối cùng bị nén do tải trọng mái.

* Các thanh khác nhân hệ số với $P_1 + P_2$ (tải trọng mái cộng tải trọng trần).

BẢNG III.3. Bán kèo góc

Bán kèo góc là bán kèo giáp mái ở hồi ghép vào vì kèo phổ thông, tạo mái bắt vẩn, không có tường vì ruồi đỡ mái.

Đảm bảo độ cao h nên $L_h = \sqrt{2}$ L và do đó :

Với mái chính :

$tg\alpha = 0{,}6$

$tg\alpha = 0{,}4$

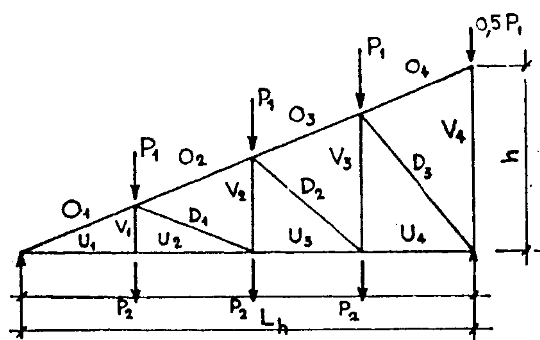
$tg\alpha = 0{,}2$

Với bán kèo góc :

$tg\alpha = 0{,}6 : \sqrt{2} = 0{,}424$

$tg\alpha = 0{,}4 : \sqrt{2} = 0{,}283$

$tg\alpha = 0{,}2 : \sqrt{2} = 0{,}141$


0,5 P1
P1
O4
P1
O3
P1
O2
P1
O1
V1
U1
U2
D1
V2
D2
V3
D3
V4
U3
U4
h
P2
P2
P2
Lh

CÔNG THỨC CHUNG CHO BÁN KÈO GÓC α

α = 15°48' ghép vào mái chính 21°48'. cotg = 3,536

α = 15°48' ghép vào mái chính 21°48'. cotgα = 3,536

Thanh			
O	$0{,}5\sqrt{1+\mathrm{cotg}^2\alpha}$	$1{,}0\sqrt{1+\mathrm{cotg}^2\alpha}$	$1{,}5\sqrt{1+\mathrm{cotg}^2\alpha}$
O.	0	$0{,}75\sqrt{1+\mathrm{cotg}^2\alpha}$	$1{,}25\sqrt{1+\mathrm{cotg}^2\alpha}$
O.		0	$1{,}0\sqrt{1+\mathrm{cotg}^2\alpha}$
O.			0
U	0,5 cotg α	1,0 cotg α	1,5 cotg α
U.	0,5 cotg α	1,0 cotg α	1,5 cotg α
U.		0,75 cotg α	1,25 cotg α
U.			1,0 cotg α
D	$0{,}5\sqrt{1+\mathrm{cotg}^2\alpha}$	$0{,}5\sqrt{1+\mathrm{cotg}^2\alpha}$	$0{,}5\sqrt{1+\mathrm{cotg}^2\alpha}$
D.		$0{,}5\sqrt{4+\mathrm{cotg}^2\alpha}$	$0{,}5\sqrt{4+\mathrm{cotg}^2\alpha}$
D.			$0{,}5\sqrt{9+\mathrm{cotg}^2\alpha}$
V	0,0 (1,0)	0,0 (1,0)	0,0 (1,0)
V.	-0,5 (0,0)	0,5 (1,5)	0,5 (1,5)
V.		-0,5 (0,0)	1,0 (2,0)
V.			-0,5 (0,0)

Thanh			
O_1	1,837	3,674	5,511
O_2	0,0	2,756	4,593
O_3		0,0	3,674
O_4			0,0
U_1	1,768	3,536	5,303
U_2	1,768	3,536	5,303
U_3		2,562	4,419
U_4			3,536
D_1	1,837	1,837	1,837
D_2		2,031	2,031
D_4			2,318
V_1	0,0 (1,0)	0,0 ((1,0)	0,0 (1,0)
V_2	-0,5-(0,0)	0,5 (1,5)	0,5 (1,5)
V_3		-0,5 (0,0)	1,0 (2,0)
V_4			-0,5* (0,0)

$\alpha = 22^{\circ}58'$ ăn vào mái chính 31°. $\cot g\alpha = 2.357$

Thanh			
O_1	1,280	2,560	3,840
O_2	0,0	1,920	3,200
O_3		0,0	2,560
O_4			0,0
U_1	1,179	2,357	3,536
U_2	1,179	2,357	3,536
U_3		1,768	2,946
U_4			2,357
D_1	1,280	1,280	1,280
D_2		1,546	1,546
D_3			1,908
V_1	0,0 (1,0)	0,0 (1,0)	0,0 (1,0)
V_2	-0,5 (0,0)	0,5 (1,5)	0,5 (1,5)
V_3		-0,5 (0,0)	1,0 (2,0)
V_4			-0,5* (0,0)

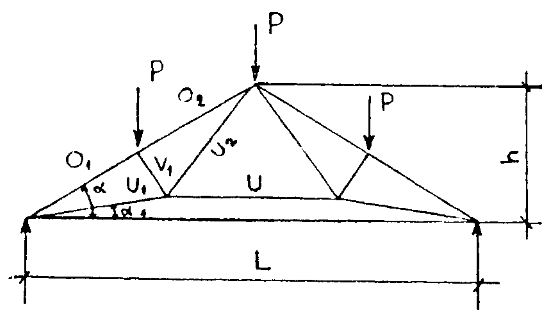
$\alpha = 8^{\circ}03'$ ghép vào mái chính $11^{\circ}31'$. $\cot g\alpha = 7.071$

Thanh			
O_1	3,571	7,141	10,712
O_2	0,0	5,356	8,927
O_3		0,0	7,141
O_4			0,0
U_1	3,536	7,071	10,607
U_2	3,536	7,071	10,607
U_3		5,303	8,839
U_4			7,701
D_1	3,571	3,571	3,571
D_2		3,674	3,674
D_3			3,841
V_1	0,0 (1,0)	0,0 (1,0)	0,0 (1,0)
V_2	-0,5 (0,0)	0,5 (1,5)	0,5 (1,5)
V_3		-0,5 (0,0)	1,0 (2,0)
V_4			-0,5 (0,0)

* Các thanh V : hệ số trước nhân với P_1, hệ số sau trong ngoặc nhân với P_2 (tải trọng trần) dấu - là thanh V cuối cùng bị tải trọng mái nén trực tiếp.

* Các thanh khác nhân hệ số với $P_1 + P_2$ (tải trọng mái cộng tải trọng trần).

BẢNG III.4. Kèo Polonçeau



Bảng hệ số tính kèo 4 khoang

Thanh	tg α = 0,2 α = 11,°31 α_1 = 0,00	tg α = 0,4 α = 21,°80 α_1 = 6,°91	tg α = 0,6 α = 30,°96 α = 9,°21
O_1	-7,653	-5,795	-4,000
O_2	-7,448	-5,418	-3,481
U_1	7,500	5,415	3,472
U_2	2,495	2,589	1,611
U	5,000	3,063	2,000
V_1	-0,980	-0,928	-0,857

Bảng hệ số tính kèo 8 khoang:

Thanh	$tg\,\alpha = 0,2$ $\alpha = 11,^{\circ}31$ $\alpha_1 = 0,00$	$tg\,\alpha = 0,4$ $\alpha = 21,^{\circ}80$ $\alpha_1 = 6,^{\circ}91$	$tg\,\alpha = 0,6$ $\alpha = 30,^{\circ}96$ $\alpha_1 = 9,^{\circ}21$
O_1	-17.857	-13.521	-9.331
O_2	-17.640	-13.150	-8.817
O_3	-16.660	-12.779	-8.303
O_4	-16.464	-11.851	-7.446
U1	17.500	12.636	8,102
U2	15.000	11.070	6,949
U3	4.989	5.035	3.283
U4	7.292	6.839	4.391
V1	-0.980	-0.928	-0.857
V2	-1.960	-1.856	-1.714
V3	-0.980	-0.928	-0.857
D1	2.495	1.804	1.153
D2	2.495	1.804	1.153
U	10.016	6.048	4.020

III.6. TÍNH VÌ KÈO THÉP

Dưới đây là một thí dụ tính kèo thép kiểu Polonçeau khẩu độ 12*m*, bước kèo 6*m*.

III.6.1. XÁC ĐỊNH NGOẠI LỰC P_1

Chọn kèo 8 khoang có $tg\alpha = 0,4$.

$c = 1,5m$; $c_1 = 1,5 : 0,929 = 1,615m$.

Tính với mái tôn :

$$P_1 = 30 \times 1,615 \times 6 = 290\ kg.$$

III.6.2. TÍNH NỘI LỰC CÁC THANH

Thanh	Hệ số	N	Thanh	Hệ số	N
O_1	-13,521	-3921	U_1	12,636	3665
O_2	-13,150	-3814	U_2	11,070	3210
O_3	-12,779	-3706	U_3	5,035	1460
O_4	-11,851	-3437	U_4	6,839	1983
V_1	-0,928	-269	D_1	1,804	523
V_2	-1,856	-538	D_2	1,804	523
V_3	-0,928	-269	U	6,048	1754

III.6.3. XÁC ĐỊNH TIẾT DIỆN CÁC THANH

Đối với các thanh chịu kéo :

$$F = \frac{N}{m_{11}m_a R_a} = \frac{N}{0,8 \times 2100} = \frac{N}{1680}$$

các thanh U, $F = 2,18\ cm^2$ chọn 2 ⅃L50 $F = 9,6\ cm^2$

các thanh D, $F = 0,32\ cm^2$ chọn 1 L50 $F = 4,8\ cm^2$

Đối với các thanh chịu nén :

$$F = \frac{N}{\varphi . m_a . R_a}$$

vì có bản mắt chiều dài các thanh chịu nén giảm đi còn 0,8 nên $l_0 = 0,8 \times 1,615 = 130cm$

Vẫn chọn 2L 50 x 50 x 5 có $r_{min} = 1,53$

$\lambda = 130 : 1,53 = 85$ tra ra $\varphi = 0,7$.

Kiểm lại $\sigma = \frac{N}{\varphi F} = \frac{3921}{0,7.9,6} = 583 < 1680\ kg/cm^2$

III.6.4. TÍNH ĐỘ DÀI ĐƯỜNG HÀN

Bề dầy bản mắt lấy bằng *5mm*.

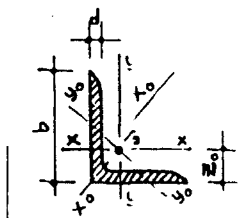
Hàn đầy 45° nên bề rộng đường hàn là *5mm*

Trong tính toán lấy một nửa bề rộng trên cường độ mối hàn $R_h = 0,8 \times 1400 = 1120\ kg/cm^2$

Hàn hai bên $L_{dh} = \frac{N}{0,5 \times 1120} = \frac{N}{560}$

Độ dài đường hàn cho từng thanh như sau :

Thanh	L_{dh}	Thanh	L_{dh}	Thanh	L_{dh}	Thanh	L_{dh}
O_1	’cm	U_1	6,6	V_1	1.0	D_1	1,0
O_2	6.8	U_2	5,8	V_2	1.0	D_2	1,0
O_3	6,6	U_3	2,6	V_3	1,0	U	3,2
O_4	6,2	U_4	3,6				



BẢNG III.5. Thép góc đều cạnh ГОСТ 10014 - 39

		Kích thước mm		Tiết diện F (cm^2)	Đặc điểm Trục xx		Đặc điểm Trục x_ox_o		Đặc điểm Trục y_oy_o		Trọng tâm Z_o (cm
Số	Tr.lượng (Kg/m)	b	d		I_x (cm^4)	i_x (cm)	I_{max} (cm^4)	i_{max} (cm)	I_{min} (cm^4)	i_{min} (cm)	
2	0,89	20	3	1,13	0,40	0,60	0,63	0,75	0,17	0,39	0,60
	1,15		4	1,46	0,49	0,58	0,78	0,7	0,21	0,38	0,64
2,5	1.12	25	3	1,43	0,80	0,75	1,28	0,95	0,32	0,47	0,73
	1,46		4	1,86	1,02	0,74	1,63	0,94	0,41	0,47	0,77
3	1,78	30	4	2,27	1,82	0,90	2,90	1,13	0,75	0,58	0,88
	2,18		5	2,78	2,20	0,89	3,47	1,12	0,93	0,58	0,93

(Tiếp theo bảng III.5)

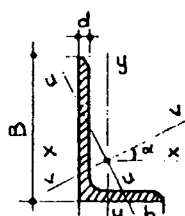
Số	Tr.lượng (Kg/m)	Kích thước (mm) b	d	Tiết diện F (cm^2)	Đặc điểm Trục xx I_x (cm^4)	i_x (cm)	Đặc điểm Trục x_ox_o I_{max} (cm^4)	i_{max} (cm)	Đặc điểm Trục y_oy_o I_{min} (cm^4)	i_{min} (cm)	Trọng tâm Z_o (cm)
3.5	2.10	35	4	2.67	3.02	1.06	4.47	1.34	1.27	0,69	1,01
	2.57		5	3.28	3.61	1.05	5.71	1.32	1.51	0.68	1.05
4	2,42	40	4	3.08	4.60	1.22	7.26	1.53	1.93	0.79	1,13
	2.97		5	3,79	5.54	1.21	8.75	1.52	2,34	0,78	1,17
	3.52		6	4.48	6.41	1.20	10.08	1.50	2.70	0.78	1,21
4.5	2.73	45	4	3.48	6.60	1.38	10.5	1.74	2.68	0.88	1,26
	3,37		5	4.29	8.00	1.37	12.7	1,72	3,26	0,87	1,30
	3,99		6	5.08	9.29	1.35	14.3	1.71	3.78	0.86	1,34
5	3.77	50	5	4.80	11.2	1.53	17.8	1.92	4.61	0.98	1.42
	4,47		6	5.69	13.1	1.52	20.7	1.91	5.39	0,97	1.46
6	4.57	60	5	5.82	19.9	1.85	31.4	2.32	8.29	1,19	1.66
	5.42		6	6.91	23.3	1.84	36.8	2.31	9.76	1,19	1,70
	7.09		8	9.03	29.6	1.81	46.8	2.28	12.4	1.17	1.78
6,5	5.93	65	6	7.55	29.8	1.98	47.2	2.50	12.3	1.28	1.82
	7.75		8	9.87	38.1	1.96	60.3	2.48	15.8	1.27	1.90
	9.51		10	12.1	45.4	1.94	72.0	2.44	18.8	1.25	1.98
7.5	6.89	75	6	8.78	46.7	2.31	73.3	2.89	20.1	1.51	2.06
	9.03		8	11.5	60.1	2.28	94.6	2.87	25.3	1.48	2.14
	11.1		10	14.1	72.2	2.26	114	2.84	30.3	1.47	2.22
	13.1		12	16.7	83.3	2.24	132	2.81	34.9	1.45	2.30

(Tiếp theo bảng III.5)

		Kích thước (mm)		Tiết diện	Đặc điểm Trục xx		Đặc điểm Trục $x_o x_o$		Đặc điểm Trục $y_o y_o$		Trọng tâm
Số	Tr.lượng (Kg/m)	b	d	F (cm^2)	I_x (cm^4)	i_x (cm)	I_{max} (cm^4)	i_{max} (cm)	I_{min} (cm^4)	i_{min} (cm)	Z_o (cm)
8	7,36	80	6	9,38	57,0	2,47	90	3,11	23,5	1,58	2,19
	9,66		8	12,3	73,3	2,44	116	3,07	30,3	1,57	2,27
	11,9		10	15,1	88,4	2,42	140	3,05	36,5	1,56	2,35
9	11,0	90	8	14,0	106	2,76	168	3,46	43,6	1,77	2,51
	13,5		10	17,2	128	2,74	204	3,44	53,1	1,76	2,59
	16,0		12	20,4	149	2,71	237	3,41	61,7	1,75	2,67
	18,4		14	23,4	169	2,69	267	3,28	71,9	1,75	2,74
10	12,3	100	8	15,6	147	3,07	233	3,87	61,0	1,98	2,75
	15,1		10	19,2	179	3,05	284	3,85	74,9	1,97	2,83
	17,9		12	22,8	209	3,03	331	3,81	87,6	1,96	2,91
	20,6		14	26,3	237	3,01	375	3,78	99,1	1,95	2,99
	23,3		16	29,7	265	2,99	416	3,75	113	1,95	3,06
12	18,3	120	10	23,3	316	3,68	503	4,64	130	2,36	3,33
	21,7		12	27,6	371	3,66	590	4,62	153	2,35	3,41
	25,1		14	31,9	423	3,64	671	4,59	174	2,34	3,49
	28,4		16	36,1	474	3,62	749	4,56	199	2,34	3,56
	31,6		18	40,3	520	3,60	822	4,54	219	2,33	3,64
13	19,8	130	10	25,3	406	4,01	646	5,05	166	2,56	3,58
	23,6		12	30,0	477	3,99	759	5,03	196	2,55	3,66
	27,3		14	34,7	545	3,96	866	5,00	223	2,54	3,74
	30,9		16	39,3	608	3,93	967	4,96	249	2,52	3,82

(Tiếp theo bảng III.5)

		Kích thước (mm)		Tiết diện	Đặc điểm Trục xx		Đặc điểm Trục $x_o x_o$		Đặc điểm Trục $y_o y_o$		Trọng tâm
Số	Tr.lượng (Kg/m)	b	d	F (cm^2)	I_x (cm^4)	i_x (cm)	I_{max} (cm^4)	i_{max} (cm)	I_{min} (cm^4)	i_{min} (cm)	Z_o (cm)
	27,4		12	34,9	745	4,62	1186	5,83	305	2,99	4,15
	31,7		14	40,4	857	4,60	1358	5,80	356	2,97	4,22
15	36,0	150	16	45,8	961	4,58	1522	5,77	399	2,95	4,30
	40,1		18	51,1	1060	4,56	1679	5,73	440	2,94	4,38
	44,3		20	56,4	1154	4,52	1830	5,70	478	2,91	4,46
	38,3		14	48,8	1515	5,57	2405	7,03	625	3,58	4,97
18	43,5	180	16	55,4	1704	5,55	2705	7,00	703	3,56	5,05
	48,6		18	61,9	1885	5,52	2994	6,94	775	3,54	5,13
	48,7		16	62,0	2355	6,17	3755	7,79	954	3,93	5,55
	54,4		18	69,3	2619	6,15	4165	7,77	1074	3,93	5,62
20	60,1	200	20	76,5	2868	6,13	4560	7,74	1175	3,92	5,70
	71,3		24	90,8	3349	6,07	5313	7,66	1384	3,90	5 85
	88,3		30	111,5	3999	5,96	6373	7,49	1685	3,87	6,03
	53,7		16	67,4	3168	6,80	5046	8,59	1307	4,37	6,04
22	66,4	220	20	84,5	3859	6,75	6120	8,51	1592	4,34	6,20
	78,8		24	100,4	4514	6,71	7148	8,44	1870	4,32	6,35
	91,6		28	115,9	5135	6,66	8130	8,37	2141	4,30	6,50
23	82,6	230	24	105,3	5207	7,03	8266	8,86	2144	4,51	6,59

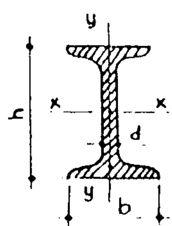


BẢNG III.6 THÉP GÓC KHÔNG ĐỀU CẠNH ГОСТ 10015–39

Số	Kích thước (mm)			Tiết diện (cm²)	Trọng lượng (Kg/m)	Đặc điểm kỹ thuật						Góc lệch tg α
						Trục x.x		Trục y.y		Trục u.u		
	B	b	d			I_x (cm^4)	i_x (cm)	I_y (cm^4)	i_y (cm)	I_{min} (cm^4)	i_{min} (cm)	
3/2	30	20	3	1,43	1,12	1,27	0,94	0,45	0,56	0,26	0,43	0,430
3/2	30	20	4	1,86	1,46	1,01	0,93	0,56	0,55	0,34	0,43	0,422
3,5/2	35	20	4	2,06	1,62	2,48	1,10	0,53	0,53	0,37	0,42	0,320
3,5/2	35	20	5	2,52	1,68	2,98	1,00	0,70	0,53	0,45	0,42	0,310
4,5/3	45	30	4	2,88	2,26	5,81	1,42	2,06	0,84	1,21	0,65	0,432
			6	4,18	3,28	8,15	1,40	2,85	0,83	1,69	0,64	0,423
6/4	60	40	5	4,83	3,79	17,4	1,90	6,19	1,13	3,62	0,87	0,432
			6	5,72	4,49	20,3	1,88	7,20	1,12	4,20	0,86	0,420
			8	7,44	5,84	25,8	1,86	8,04	1,10	5,39	0,85	0,420
7,5/5	5	50	5	6,11	4,80	34,9	2,39	12,5	1,43	7,24	1,09	0,435
			6	7,25	5,69	41,0	2,37	14,6	1,42	8,48	1,08	0,434
			8	9,47	7,43	52,4	2,35	18,6	1,40	10,9	1,07	0,428
			10	11,6	9,11	63,0	2,33	22,1	1,38	13,2	1,07	0,423
8/5,5	80	55	6	7,85	6,16	50,6	2,54	19,6	1,58	11,1	1,19	0,462
			8	10,3	8,06	64,9	2,51	24,9	1,56	14,3	1,19	0,458
			10	12,6	9,90	78,2	2,49	29,8	1,54	17,4	1,18	0,425

(Tiếp theo bảng III.6)

Số	Kích thước (m.m)			Tiết diện (cm^2)	Trọng lượng (Kg/m)	Đặc điểm kỹ thuật						Góc lệch $tg\alpha$
						Trục x.x		Trục y.y		Trục u.u		
	B	b	d			I_x (cm^4)	i_x (cm)	I_y (cm^4)	i_y (cm)	I_{min} (cm^4)	i_{min} (cm)	
9/6	90	60	6 8 10	8,78 11,5 14,1	6,90 9,08 11,10	72,4 93,2 113	2,87 2,85 2,82	26,0 33,2 39,8	1,72 1,70 1,68	14,7 19,3 23,5	1,30 1,29 1,29	0,437 0,423 0,429
10/7,5	100	75	8 10 12	13,5 16,7 19,7	10,6 13,1 15,5	135 163 190	3,16 3,13 3,11	65,0 78,5 91,1	2,19 2,17 2,15	35,4 42,6 49,8	1,62 1,60 1,59	0,548 0,545 0,541
12/8	120	80	8 10 12	15,6 19,2 22,8	12,2 15,1 17,9	229 279 326	3,83 3,81 3,79	82,3 99,6 116	2,30 2,27 2,25	47,6 57,7 66,6	1,75 1,73 1,71	0,438 0,436 0,432
13/9	130	90	8 10 12 14	17,2 21,3 25,2 29,1	13,5 16,7 19,8 22,8	297 362 424 484	4,15 4,12 4,10 4,08	118 143 167 189	2,62 2,59 2,57 2,55	66,5 81,4 94,8 109	1,97 1,95 1,94 1,92	0,471 0,469 0,467 0,464
15/10	150	100	10 12 14 16	24,3 28,8 33,3 37,7	19,1 22,6 26,2 29,6	557 655 749 839	4,78 4,76 4,73 4,71	201 235 267 297	2,87 2,85 2,83 2,81	115 137 156 175	2,18 2,18 2,16 2,15	0,439 0,439 0,434 0,430
18/12	180	120	12 14 16	34,9 40,4 45,8	27,4 31,7 35,9	1156 1326 1490	5,75 5,73 5,71	417 476 532	3,46 3,44 3,41	240 279 309	2,62 2,62 2,60	0,440 0,438 0,435
20/12	200	120	12 14 16	37,3 43,2 49,0	29,2 33,9 38,4	1546 1776 1997	6,45 6,42 6,38	428 489 547	3,39 3,36 3,34	259 295 331	2,64 2,61 2,60	0,364 0,362 0,360
20/15	200	150	12 16 18 20	41,0 53,9 60,3 66,5	32,2 42,3 47,3 52,2	1666 2155 2388 2614	6,37 6,32 6,30 6,27	810 1043 1153 1258	4,44 4,40 4,36 4,35	436 562 623 683	3,26 3,23 3,21 3,21	0,552 0,549 0,548 0,546

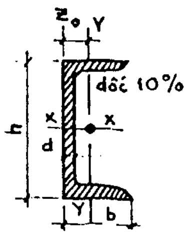


BẢNG III.7. THÉP I ГОСТ 10116–39

Số	Tr.lượng (Kg/m)	Kích thước (mm)			Tiết diện F (cm^2)	Đặc điểm Trục xx			Đặc điểm Trục yy		
		h	b	d		I_x (cm^4)	W_x (cm^3)	i_x (cm)	I_y (cm^4)	W_y (cm^3)	i_y (cm)
10	11,2	100	68	4,5	14,3	245	49	4,14	33,0	9,72	1,52
12	14,0	120	74	5,0	17,8	436	72,7	4,95	46,9	12,7	1,62
14	16,9	140	80	5,5	21,5	712	102	5,76	64,4	16,1	1,73
16	20,5	160	88	6,0	26,1	1130	141	6,58	93,1	21,2	1,89
18	24,1	180	94	6,5	30,6	1660	185	7,36	122,0	26,0	2,00
20a	27,9	200	100	7,0	3 5,5	2370	237	8,15	158	31,5	2,12
20b	31,1	200	102	9,0	39,5	2500	250	7,96	169	43,1	2,06
22a	33,0	220	110	7,5	42,0	3400	309	8,99	225	40,9	2,31
22b	36,4	220	112	9,5	46,4	3570	325	8,78	239	42,7	2,27
24a	37,4	240	116	8,0	47,7	4570	381	9,77	280	48,4	2,42
24b	41,2	240	118	10,0	52,6	4800	400	9,57	297	50,4	2,38
27a	42,8	270	122	8,5	54,0	6550	485	10,9	345	56,6	2,51
27b	47,1	270	124	10,5	60,0	6870	509	10,7	366	58;6	2,47
30a	48,0	300	126	9,0	61,6	8950	597	12,1	400	63,5	2,55
30b	52,7	300	128	11,0	67,2	9400	627	11,8	422	65,9	2,50
30c	57,4	300	130	13,0	73,4	9850	657	11,6	445	68,5	2,46

(Tiếp theo bảng III.7)

		Kích thước (*mm*)			Tiết diện F (cm^2)	Đặc điểm Trục xx			Đặc điểm Trục yy		
Số	Tr.lượng (*Kg/m*)	h	b	d		I_x (cm^4)	W_x (cm^3)	i_x (*cm*)	I_y (cm^4)	W_y (cm^3)	i_y (*cm*
33a	53,4	330	130	9,5	68,1	11900	721	13,2	460	70,7	2,60
33b	58,6	330	132	11,5	74,7	12500	757	12,9	484	73,4	2,55
33c	63,8	330	134	13,5	81,3	13100	794	12,7	510	76,1	2,51
36a	59,9	360	136	10,0	76,3	15760	875	14,4	552	81,2	2,69
36b	65,2	360	138	12,0	83,5	16530	919	14,1	582	84,3	2,64
36c	71,1	360	140	14,0	90,7	17310	962	13,8	612	87,4	2,60
40a	67,3	400	142	10,5	86,1	21720	1090	15,9	660	93,2	2,77
40b	73,8	400	144	12,5	94,1	22780	1140	15,6	692	96,2	2,71
40c	80,1	400	146	14,5	102	23850	1190	15,2	727	99,6	2,65
45a	80,4	450	150	11,5	102	32240	1430	17,7	855	114	2,89
45b	87,4	450	152	13,5	111	33760	1500	17,4	894	118	2,79
45c	94,5	450	154	15,5	120	35280	1570	17,1	938	122	2,79
50a	93,6	500	158	12	119	46470	1860	19,7	1120	142	3,07
50b	101	500	160	14	129	48560	1940	19,4	1170	146	3,01
50c	109	500	162	16	139	50640	2030	19,0	1220	151	2,96
55a	105	550	166	12,5	134	62870	2290	21,6	1370	164	3,19
55b	114	550	168	14,5	145	65640	2390	21,2	1420	170	3,14
55c	123	550	170	16,5	156	68410	2490	20,9	1480	175	3,08
60a	118	600	176	13	151	83860	2800	23,5	1700	193	3,36
60b	128	600	178	15	163	87460	2920	23,2	1770	199	3,30
60c	137	600	180	17	175	91060	3040	22,8	1840	205	3,24



BẢNG III.8. THÉP U ГОСТ 10017 - 39

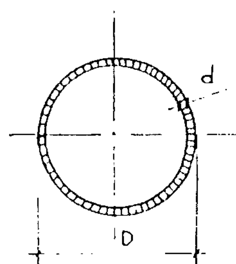
		Kích thước (m.m)			Tiết diện F (cm^2)	Đặc điểm theo trục xx			Đặc điểm theo trục yy			Trọng tâm Z_o (cm)
Số	Trọng lượng (Kg/m)	h	b	d		I_x (cm^4)	W_x (cm^3)	i_x (cm)	I_y (cm^4)	W_y (cm^3)	i_y (cm)	
5	5,44	50	37	4,5	6,93	26,0	10,4	1,94	8,3	3,55	1,10	1,35
6,5	6,70	65	40	4,8	8,54	55,2	17,0	2,54	12,0	4,59	1,19	1,38
8	8,04	80	43	4,0	10,24	101,3	25,3	3,15	16,6	5,79	1,27	1,43
10	10,00	100	48	5,3	12,74	198,3	39,7	3,95	25,6	7,80	1,41	1,52
12	12,06	120	53	5,5	15,36	346,3	57,7	4,75	37,4	10,17	1,56	1,62
14a	14,53	140	58	6,0	18,51	563,7	80,5	5,52	53,2	13,01	1,70	1,71
14b	16,73	140	60	8,0	21,31	609,4	87,1	5,35	61,1	14,12	1,69	1,67
16a	17,28	160	63	6,5	21,95	866,2	108,3	6,28	73,3	16,30	1,83	1,80
16b	19,74	160	65	8,5	25,15	934,5	116,8	6,10	83,4	17,55	1,82	1,75
18a	20,17	180	68	7,0	25,69	1272,7	141,4	7,04	98,6	20,03	1,96	1,88
18b	22,99	180	70	9,0	29,29	1369,9	152,2	6,84	111,0	21,52	1,95	1,84
20a	22,63	200	73	7,0	28,83	1780,4	178,0	7,86	128,0	24,20	2,11	2,01
20b	25,77	200	75	9,0	32,83	1913,7	191,4	7,64	143,6	25,88	2,09	1,95
22a	24,99	220	77	7,0	31,84	2393,9	217,6	8,67	157,8	28,17	2,23	2,10
22b	28,45	220	79	9,0	36,24	2571,4	233,8	8,42	176,4	30,05	2,21	2,03

(Tiếp theo bảng III.8)

Số	Trọng lượng (Kg/m)	Kích thước (m.m)			Tiết diện (cm^2)	Đặc điểm theo trục xx			Đặc điểm theo trục yy			Trọng tâm Z_o (cm)
		h	b	d		i_x (cm^4)	W_x (cm^3)	i_x (cm)	I_y (cm^4)	W_y (cm^3)	i_y (cm)	
24a	26,55	240	78	7,0	34,21	3052,3	254,3	9,45	173,8	30,47	2,25	2,10
24b	30,62	240	80	9,0	39,00	3282,6	273,5	9,17	194,1	32,51	2,23	2,03
24c	34,39	240	82	11,0	43,81	3513,4	292,7	8,96	213,4	34,42	2,21	2,00
27a	30,83	270	82	7,5	39,27	4362,0	323,1	10,54	215,6	35,52	2,34	2,13
27b	35,07	270	84	9,5	44,67	4690,1	347,4	10,25	239,2	37,72	2,31	2,06
27c	39,30	270	86	11,5	50,07	5018,1	371,7	10,10	264,4	39,79	2,28	2,03
30a	34,45	300	85	7,5	43,89	6047,9	403,2	11,72	259,5	41,10	2,43	2,17
30b	39,16	300	87	9,5	49,59	6497,9	433,2	11,41	280,2	44,03	2,41	2,13
30c	43,81	300	89	11,5	55,89	6947,9	463,2	11,15	315,8	46,38	2,38	2,09
33a	38,70	330	88	8,0	49,50	8076,8	489,5	12,80	307,5	46,65	2,50	2,21
33b	43,88	330	90	10,0	55,90	8675,7	525,8	12,46	338,4	49,32	2,46	2,14
33c	49,06	330	92	12,0	62,50	9274,7	562,1	12,18	367,9	51,81	2,43	2,10
36a	47,80	360	96	9,0	60,89	11874,2	659,7	13,97	455,0	63,54	2,73	2,44
36b	53,45	360	98	11,0	68,09	12651,8	702,9	13,63	496,7	66,85	2,70	2,37
36c	59,10	360	100	13,0	75,29	13429,4	746,1	13,36	536,4	70,02	2,67	2,34
40a	58,91	400	100	10,5	75,05	17577,9	878,9	15,30	592,0	78,83	2,81	2,49
40b	65,19	400	102	12,5	83,05	18644,5	932,2	14,98	640,0	82,52	2,78	2,44
40c	71,47	400	104	14,5	91,05	19711,2	985,6	14,71	687,8	86,19	2,75	2,42

BẢNG III.9

THÉP ỐNG



ГОСТ 3262-55

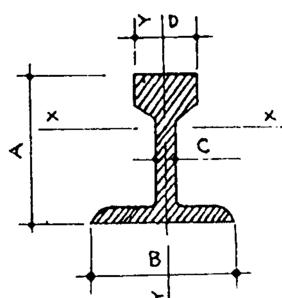
ГОСТ 301-50

Đường kính quy ước		Đường kính ngoài D (mm)
(Inch)	(m m)	
1/2	15	21,25
3/4	20	26,75
1.0	25	33,50
1.1/4	32	42,25
1.1/2	40	48,00
2.0	50	60,00
2.1/2	70	75,50
3.0	80	88,50
4.0	100	114,00
5.0	125	140,00
6.0	150	165,00
8.0	200	219,00
10.0	250	273,00
12.0	300	325,00

Ống thông dụng		Ống tăng cường	
Chiều dầy d (*mm*)	Trọng lượng (*kg/m*)	Chiều dầy (*mm*)	Trọng lượng (*Kg/m*)
2,75	1,25	3,25	1,44
2,75	1,63	3 50	2,01
3,25	2,42	4,00	2,91
3,25	3,13	4 00	3,77
3,50	3,48	4,25	4,58
3,50	4,88	4,50	6,16
3,75	6,64	4,50	7,88
4,00	8,34	4,75	9,81
4,00	10,85	5,00	13,44
4,50	15,04	5,50	18,24
4,50	17,81	5,50	21,63
6,00	31,52		
7,00	45,92		
8,00	62,54		

Bảng III.10

THÉP RAY

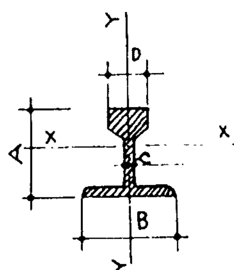


ГОСТ 3542-47
ГОСТ 7173-54
ГОСТ 7147-54
ГОСТ 8161-56

Cỡ ray	Kích thước (*mm*)				Moment quán tính (cm^4)		Tiết diện (cm^2)	Trọng lượng (*Kg/m*)
	A	B	C	D	Trục xx	Trục yy		
P38	135	114	13,0	68	1232	209,3	49,06	38,42
P43	140	114	14,5	70	1489	260,0	57,00	44,65
P50	152	132	15,5	70	2037	377,0	65,80	51,51
P65	180	150	18,0	75	3573	572,0	82,90	64,93

Bảng III.11

THÉP RAY



ГОСТ 6368-52

Cỡ ray	Kích thước (*mm*)				Moment quán tính (cm^4)		Tiết diện (cm^2)	Chiều dài thanh (*m*)	Trọng lượng (*Kg/m*)
	A	B	C	D	Trục xx	Trục yy			
P8	65,0	54	7,0	25	59,3	9,62	10,76	7	8,42
P11	80,5	66	7,0	32	125,0	15,10	14,31	7	11,20
P15	91,5	76	7,0	37	221,6	31,50	19,16	7	15,00
P18	90,0	80	10,0	40	240,0	47,10	23,07	8	18,06
P24	107,0	92	10,5	51	468,0	80,60	30,75	8	24,14

CHƯƠNG IV

TÍNH KẾT CẤU SÀN

IV.1. TÍNH KẾT CẤU BÊTÔNG

IV.1.1. CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN CỦA BÊTÔNG (*kg/cm²*)

Trạng thái	Ký hiệu	Số hiệu bêtông									
		35	50	75	100	150	200	300	400	500	600
Nén	R_n	15	22	33	44	65	80	130	170	210	250
Uốn	R_u	19	27	41	55	80	100	160	210	260	310
Kéo	R_k	2	2,4	3,2	4	5,2	6,4	9,5	11	12,5	13,5

IV.1.2. MODUL ĐÀN HỒI E_b CỦA BÊTÔNG (*kg/cm²*)

Số hiệu bêtông	Bêtông nặng	Bêtông nhẹ
35		40.000
50	65.000	50.000
75	90.000	60.000
100	120.000	75.000
150	165.000	100.000
200	200.000	115.000
300	270.000	
400	310.000	
500	340.000	
600	360.000	

Bêtông nặng khi tỷ trọng $\gamma \geq 1800$ kg/m³.

IV.1.3. CƯỜNG ĐỘ CỐT THÉP R_a TRONG BÊTÔNG (kg/cm²)

Số hiệu thép	CT0	CT3	CT5	25 Г2C	30 Г2C
R_a	1.700	2.100	2.400	3.400	5.100

IV.1.4. HỆ SỐ ĐIỀU KIỆN LÀM VIỆC m_a CỦA CỐT THÉP

	Đặc điểm	m_a
1	Khi số hiệu bêtông là 100 - Cốt thép vuốt nóng CT0 và CT3 - Cốt thép ép nguội và vuốt nóng	0,9
2	Cốt thép chịu kéo và nén trong phối cốt, cốt thép biến dạng hoặc dây thép kéo nguội	0,65
3	Cốt thép khi tính lực cắt ngang	$m_H = 0,8$
4	Dây thép kéo nguội khi tính lực cắt ngang	$m_H = 0,7$
5	Các cốt thép khác	1,0

IV.1.5. HỆ SỐ ĐIỀU KIỆN LÀM VIỆC m CỦA KẾT CẤU

Đặc điểm		m
1	Mặt cắt chịu ép ≤ 30 × 30 hoặc $d \le 30cm$ Ép lệch tâm khi canh hướng lệch tâm $< 30cm$	0,8
2	Thanh chịu uốn chế tạo tại xưởng	1,1
3	Sàn liên kết dầm : Tấm trong và gối trong Tấm biên gối thứ 2 $\frac{L_k}{L}$ < 1,5 Tấm biên gối thứ 2 $\frac{L_k}{L}$ < 2,0	1,25 1,25 1,1
4	Các trường hợp khác	1,0
5	Áp lực ống nước ≤ 1 atm	1,9

IV.1.6. CÔNG THỨC TÍNH

A. Bêtông không cốt thép

IV.1.6.1. Chịu nén trúng tâm

$$N \le m\varphi R_n F$$

φ là hệ số giảm diện tích theo độ thanh mảnh.

Bảng tra φ tùy theo $\frac{l_o}{b}$ hay $\frac{l_o}{r}$

$\frac{l_o}{b}$	$\frac{l_o}{r}$	Hệ số φ	
		Bêtông nặng	Bêtông nhẹ
< 4	< 14	1,00	1,00
4	14	0,98	0,98
6	21	0,96	0,94
8	28	0,91	0,88
10	35	0,86	0,81
12	42	0,82	0,75
14	49	0,77	0,69
16	56	0,72	0,63
18	63	0,68	0,57
20	70	0,63	0,52
22	76	0,59	0,48
24	83	0,55	0,43
26	90	0,51	
28	97	0,47	
30	104	0,44	

B. Bêtông cốt thép

IV.1.6.2. Kéo cho phép nứt

$$N \leq m.m_a R_a.F_a$$

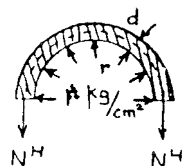
IV.1.6.3. Kéo không cho phép nứt :

$$N^H \leq mR_k F_b \left[1 + 2n \frac{F_a}{F_b}\right] \text{ với } n = \frac{E_a}{E_b}$$

N^{H} là lực kéo tiêu chuẩn, không có hệ số quá tải; khi áp lực nước ≤ 1*at* thì m = 1,9.

Với ống cấp nước

$N^{H} = 100.p.r$



Tính ra

$$F_a = \frac{\frac{N^{H}}{m} - 100dR_K}{2nR_K}$$

IV.1.6.4. Kết cấu chịu xoắn

Điều kiện tính xoắn $\quad Q + \dfrac{M_{xoắn}}{0,4b} > mbh_oR_k$

Tính đai $\quad f_x = \dfrac{100M_{xoắn}}{2.m.m_aR_aF_L}$

Tính cốt dọc $\quad F_x = \dfrac{M_{xoắn}U_L}{2mm_aR_aF_L}$

$M_{xoắn}$ tính bằng *kgcm*

F_L là diện tích lõi $\quad F_L = (b - 5)(h - 5)$

U_L là chu vi lõi $\quad U_L = 2[b - 5 + h - 5]$

f_x là diện tích đai xoắn bố trí trong mét dài. Chú ý : đai xoắn phải hàn hai đầu lại.

F_x là diện tích cốt dọc chịu xoắn bố trí ở giữa hai cạnh dài của kết cấu.

IV.1.6.5. Nén trúng tâm :

$$N \le m\varphi[R_nF_b + m_aR_aF_a]$$

φ là hệ số giảm diện tích phụ thuộc độ thanh mảnh.

$\dfrac{l_o}{b}; \dfrac{l_o}{d}$ hay $\dfrac{l_o}{r}$

Bảng tính $l_o = \psi l$

Hình thức				
Điều kiện gối tựa	2 đầu ngàm	1 đầu chốt 1 đầu ngàm	2 đầu chốt	1 đầu tự do 1 đầu ngàm
Hệ số Ψ	0,5	0,7	1,0	2,0

Bảng tra φ

l_o: b	14	16	18	20	22	24	26	28	30
l_o : d	12,1	13,9	15,6	17,3	19,1	20,8	22,5	24,3	26,0
l_o : r	50	55,4	62,2	69	76	83	90	97	104
φ	1,00	0,88	0,80	0,73	0,67	0,62	0,57	0,53	0,50

IV.1.6.6. Nén trúng tâm, cột tròn, đai xoắn ruột gà

Khi tải trọng cho phép không lớn quá 1,5 lần cột thường thì được dùng đai xoắn ruột gà. Hiệu quả của đai ruột gà sẽ tăng 2,5 lần và tính đổi đai ruột gà ra cốt dọc theo

$$F_{đổi} = \frac{\pi d_L f_{đai}}{a}$$ thì

d_L là đường kính lõi cột $d_L = d - 5$

$f_{đai}$ là tiết diện của thép đai ruột gà

a là bước của đai ruột gà từ 3 đến 8*cm*.

Lực nén cho phép của cột tròn đai ruột gà

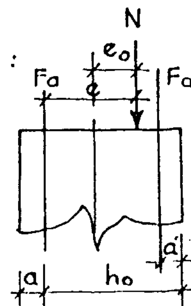
hoặc

$$N \leq m\varphi[R_n F_L + m_a R_a F_a + 2{,}5 m_a R_a F_{đổi}]$$

hoặc

Chú ý : Thép đai có hiệu quả cao nên bố trí ít thép dọc mà nhiều thép đai; về hàm lượng thép đai bằng 2,5 lần thép dọc và nên chọn thép đai từ 6 đến 16, thường là φ10. thì

IV.1.6.7. Nén lệch tâm, mặt cắt chữ nhật :



• Tính cốt thép chịu nén F_a

$$F_a' = \frac{\dfrac{N_e}{m} - 0{,}4R_u bh_o^2}{m_a R_a (h_o - a')}$$

• Tính cốt thép chịu kéo F_a phân ra 3 trường hợp

Trường hợp 1

Khi $0{,}3h_o \geq e_o > 0{,}15\ h_o$ và bêtông $\geq$ 150, $F_a' \leq$ 2% bh_o

$$F_a = \frac{0{,}2}{100}\ bh_o$$

Trường hợp 2 :

Khi $0{,}3h_o \geq e_o > 0{,}15h_o$ R < 150, $F_a' >$ 2%bh_o

$e_o \leq 0{,}15h_o$ bêtông và F_a' bất kỳ

$e_o \leq 0{,}2h_o$ bêtông $\leq$ 200 thép 25ГC

F_a chọn trị số lớn trong 2 công thức sau :

$$F_a = \frac{0{,}2}{100}\ bh_o$$

$$F_a = \frac{\frac{N}{m}\left[h_o - e - a'\right] - 0{,}4R_u bh_o^2}{m_a R_a (h_o - a')}$$

Trường hợp 3 : Khi $l_0 > 0{,}3h_o$ thì

$$F_a = \frac{0{,}55R_u bh_o - \frac{N}{m}}{m_a R_a} + F_a'$$

IV.1.6.8. Nén lệch tâm, mặt cắt chữ nhật, cốt thép đối xứng

Trường hợp 1 :

Nếu $\frac{N}{mR_u bh_o} \le 0{,}55$

1. Thì $F_a = F_a' = \frac{N}{m.m_a R_a}\left[\frac{e - h_o\left[1 - 0{,}5\frac{N}{m.R_u bh_o}\right]}{h_o - a'}\right]$

2. Nếu $\frac{N}{mR_u bh_o} \le \frac{2a'}{h_o}$ thì

$$F_a = F_a' = \frac{N}{m.m_a R_a}\left[\frac{e}{h_o - a'} - 1\right]$$

3. Nếu $\frac{N}{mR_u bh_o} < \frac{2a'}{h_o}\left[\frac{h_o - a'}{e}\right]$ thì

$$F_a = F_a' = \frac{\frac{Ne}{m} - A_1 bh_o^2}{m_a R_a (h_o - a')}$$

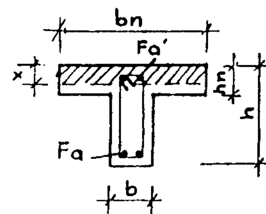
A_1 tính theo $\mu_1 = \frac{N}{m.m_a R_a bh_o}$

Trường hợp 2 $\frac{N}{mR_u bh_o} > 0{,}55$

thì $F_a = F_a' = \frac{\frac{Ne}{m} - 0{,}4R_u bh_o^2}{m_a R_a (h_o - a')}$

IV.1.6.9. Nén lệch tâm mặt cắt hình T

Tìm F_a và F_a' theo 2 trường hợp :



1. Khi $\ldots_{o\,max}$

với $A_{o\,max} = 0,4\left[1 + 2\frac{h_n}{h_o}\left(\frac{b_n}{b} - 1\right)\left(1 - 0,5\frac{h_n}{h_o}\right)\right]$

thì
$$F_a' = \frac{\frac{N_e}{m} - A_{0\,max}\cdot R_u b h_o^2}{m_a R_a (h_o - a')}$$

$$F_a = \alpha_{max}\frac{R_u}{m_a R_u} b h_o + F_a' - \frac{N}{m.m_a R_a}$$

trong đó α_{max} tính theo :

a. $x < h_n$ thì $\alpha_{max} = \left[1 - \sqrt{1 - 2A_{omax}\frac{b}{b_n}}\right] \times \frac{b_n}{b}$

b. $x \geq h_n$ thì $\alpha_{max} = 0,8\left(\frac{b_n}{b} - 1\right)\frac{h_n}{h_o} + 0,55$

2. khi $A_o = \frac{Ne}{mR_u b h_o^2} < A_{o\,max}$ thì theo tính toán trên tìm F_a mà không cần tìm F_a'.

IV.1.6.10 Ảnh hưởng oằn trong nén lệch tâm

Khi độ thanh mảnh lớn :

$\frac{l_o}{r} > 35$ đối với mặt cắt bất kỳ

$\frac{l_o}{h} > 10$ đối với mặt cắt chữ nhật

$\frac{l_o}{h} \leq 35v$ đối với mặt cắt hình T

thì phải xét hiện tượng oằn dọc và tâm sai l_o phải được nhân thêm hệ số η

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{m\,.\,4800\,.\,R_u F}\left(\frac{l_o}{r}\right)^2} \quad \text{(mặt cắt bất kỳ)}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{m\,.\,400\,.\,R_u F}\left(\frac{l_o}{h}\right)^2} \quad \text{(mặt cắt chữ nhật)}$$

Bảng tra v của các cột hình T

h_n/h	Trị số v tùy theo b_n/b					
	2	3	5	10	15	20
0,1	0,30	0,33	0,32	0,31	0,29	0,27
0,2	0,30	0,31	0,29	0,26	0,23	0,21
0,3	0,30	0,30	0,27	0,23	0,20	0,19
0,4	0,29	0,28	0,25	0,21	0,19	0,18
0,5	0,27	0,26	0,23	0,20	0,19	

Chiều dài l_0 của cột trong nhà công nghiệp một tầng tính theo quy định sau :

• *Xưởng không cầu trục : theo chiều nóc nhà*

- một nhịp $l_0 = 1,5H$

- nhiều nhịp $l_0 = 1,25H$

• *Xưởng có cầu trục theo chiều nóc nhà*

- Bộ phận dưới cầu chạy khi có tải cầu chạy $l_0 = H_H$; khi không tải cầu chạy $l_0 = 1,25H$

- Bộ phận trên dầm cầu chạy $l_0 = 2H_b$

* *Nếu tính cột theo chiều vuông góc với nóc nhà :*

- cột không cầu chạy $l_0 = H$

- cột có cầu chạy

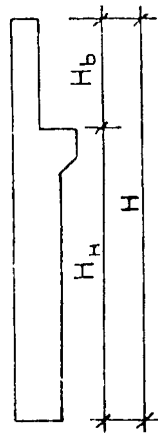
Bộ phận dưới dầm cầu chạy :

đúc tại chỗ $l_0 = 0,7H_H$

đúc lắp $l_0 = H_H$

Bộ phận trên dầm cầu chạy

$l_0 = H_b$



IV.1.6.11. Uốn đơn mặt cắt chữ nhật

Cần phải tính cốt thép dọc, cốt đai và cốt xiên.

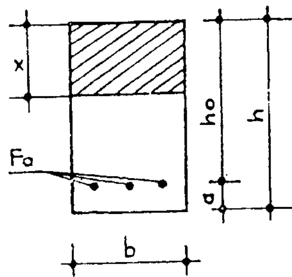
Tính cốt thép dọc : công thức cơ bản :

$$M = mR_u b_x\left(h_o - \frac{x}{2}\right) = m.m_a R_a F_a\left(h_o - \frac{x}{2}\right)$$

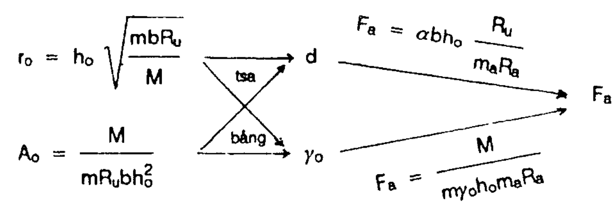
Điều kiện cho cốt thép đạt cực hạn cùng bêtông

cốt thép	Vuốt nóng	Kéo nguội	Chế tạo ở xưởng
Điều kiện	$S_b \leq 0{,}8S_o$	$S_b \leq 0{,}7S_o$	$S_b \leq 0{,}6S_o$
x	$x \leq 0{,}55\,h_o$	$x \leq 0{,}45\,h_o$	$x \leq 0{,}37h_o$
$\mu\%_{max}$	$\frac{55R_u}{m_a R_a}$	$\frac{45R_u}{m_a R_a}$	$\frac{37R_u}{m_a R_a}$
M_{max}	$0{,}4\,m\,R_u\,bh_o^2$	$0{,}35\,m\,R_u\,bh_o^2$	$0{,}3\,m\,R_u\,bh_o^2$

$$\mu = \frac{100F_a}{bh_o}$$



Đường lối tính toán :



Bảng tra α, γ_o theo A_o hoặc r_o

A_o	r_o	α	γ_o	A_o	r_o	α	γ_o
0,010	10,00	0,01	0,995	0,248	2,01	0,29	0,855
0,020	7,12	0,02	0,990	0,255	1,98	0,30	0,850
0,030	5,82	0,03	0,985	0,262	1,95	0,31	0,845
0,039	5,05	0,04	0,980	0,269	1,93	0,32	0,840
0,048	4,53	0,05	0,975	0,275	1,90	0,33	0,835
0,058	4,15	0,06	0,970	0,282	1,88	0,34	0,830
0,067	3,85	0,07	0,965	0,289	1,86	0,35	0,825
0,077	3,61	0,08	0,960	0,295	1,84	0,36	0,820
0,085	3,41	0,09	0,955	0,301	1,82	0,37	0,815
0,095	3,24	0,10	0,950	0,309	1,80	0,38	0,810
0,104	3,11	0,11	0,945	0,314	1,78	0,39	0,805
0,113	2,98	0,12	0,940	0,320	1,77	0,40	0,800
0,121	2,83	0,13	0,935	0,326	1,75	0,41	0,795
0,130	2,77	0,14	0,930	0,332	1,74	0,42	0,790
0,139	2,68	0,15	0,925	0,337	1,72	0,43	0,785
0,147	2,61	0,16	0,920	0,343	1,71	0,44	0,780

A_o	r_o	α	γ_o	A_o	r_o	α	γ_o
0,155	2,53	0,17	0,915	0,349	1,69	0,45	0,775
0,164	2,47	0,18	0,910	0,354	1,68	0,46	0,770
0,172	2,41	0,19	0,905	0,359	1,67	0,47	0,765
0,180	2,36	0,20	0,900	0,365	1,66	0,48	0,760
0,188	2,31	0,21	0,895	0,370	1,64	0,49	0,755
0,196	2,26	0,22	0,890	0,375	1,63	0,50	0,750
0,203	2,22	0,23	0,885	0,380	1,62	0,51	0,745
0,211	2,18	0,24	0,880	0,385	1,61	0,52	0,740
0,219	2,14	0,25	0,875	0,390	1,60	0,53	0,735
0,226	2,10	0,26	0,870	0,394	1,59	0,54	0,730
0,234	2,07	0,27	0,865	0,400	1,58	0,55	0,724
0,241	2,04	0,28	0,860				

Dưới nét đậm dùng cho mặt cắt hình T.

Trong tính toán thực hành thường lập bảng tính sẵn cho từng loại bêtông và cốt thép.

Thí dụ với bêtông mác 200 có $R_u = 100$ và cốt thép CT3 có $m_aR_a = 2100$ ta có bảng tra sau :

$$A_o = \frac{M}{mR_ubh_o^2} \rightarrow A = 100A_o = \frac{M}{bh_o^2}$$

$$F_a = \mu.\frac{bh_o}{100} \rightarrow \mu = 100\alpha . \frac{100}{2100} = 4,762\alpha$$

A	μ	A	μ	A	μ	A	μ	A	μ
1,0	0,0476	11,3	0,5714	20,3	1,095	28,2	1,619	34,9	2,143
2,0	0,0952	12,1	0,6190	21,1	1,143	28,9	1,667	35,4	2,191
3,0	0,1429	13,0	0,6667	21,9	1,191	29,5	1,714	35,9	2,238
3,9	0,1905	13,9	0,7143	22,6	1,238	30,1	1,762	36,5	2,286
4,8	0,2381	14,7	0,7619	23,4	1,286	30,9	1,810	37,0	2,333
5,8	0,2857	15,5	0,8095	24,1	1,333	31,4	1,857	37,5	2,381
6,7	0,3333	16,4	0,8571	24,8	1,351	32,0	1,905	38,0	2,429
7,7	0,3810	17,2	0,9048	25,5	1,429	32,6	1,952	38,5	2,476
8,5	0,4286	18,0	0,9524	26,2	1,476	33,2	2,000	39,0	2,524
9,5	0,4762	18,8	1,0000	26,9	1,524	33,7	2,048	39,4	2,571
10,4	0,5238	19,6	1,0476	27,5	1,571	34,3	2,095	40,0	2,619

với bêtông mác 300 có R_u = 160 thì A giảm theo 1,6

với thép CT5 có $m_a R_a$ = 2400 thì μ giảm theo 1,143.

với A ≤ 10 ta có thể lấy $\mu = \frac{A}{20}$

Lập nhiều bảng như trên ta có :

BẢNG HÀM LƯỢNG CỐT THÉP MIN ($\mu\%_{min}$)

Số hiệu cốt thép	Số hiệu bêtông				
	35 - 75	100 - 150	200	300 - 400	500 - 600
CT0 và CT3	0,10	0,10	0,15	0,20	0,25
Các loại thép khác		0,10	0,10	0,15	0,20

BẢNG HÀM LƯỢNG CỐT THÉP MAX ($\mu\%_{max}$)

Bêtông	50	75	100	150	200	300	400	500
R_u / m_aR_a	27	41	55	80	100	160	210	260
1700	0,87	1,33	1,78	2,59	3,24	5,18	6,80	8,40
2100			1,44	2,10	2,62	4,18	5,50	6,80
2400				1,83	2,29	3,67	4,82	5,96
3000				1,20	1,50	2,40	3,15	3,90
3400				1,30	1,62	2,59	3,40	4,20

Tính đai và cốt xiên : Công thức cơ bản :

• Khi $Q \leq mR_kbh_o$ không cần cốt xiên đai đặt theo cấu tạo với khoảng cách

$$u = 0{,}1m.\frac{R_ubh_o^2}{Q}$$

• Khi $Q > mR_kbh_o$ phải tính cốt đai tiết diện f_x giãn cách a *cm* sao cho

$$Q_{xb} = \sqrt{0{,}6\,R_ubh_o^2q_x} \geq Q$$

với
$$q_x = \frac{m_Hm_aR_af_xn}{a}$$

• Khi $Q > Q_{xb}$ phải tính cốt xiên

$$F_o = \frac{\frac{Q}{m} - Q_{x.b}}{m_H m_a R_a \sin\alpha}$$

- Các bước tính toán thép đai và thép xiên :

- Vẽ giản đồ Q và giản đồ $\sigma = \frac{Q}{bh_o}$

- Nếu $\sigma \le R_k$ thì bố trí đai theo khoảng cách

$$a = \frac{0,10R_u h_o}{\sigma}$$

- Nếu $\sigma > R_k$ thì chọn đai sao cho

$$\sigma \le \sigma_{xb} = \sqrt{\frac{0,6R_u q_x}{b}}$$

- Nếu $\sigma > \sigma_{xb}$ thì thêm cốt xiên theo

$$F_{01} = \frac{\sigma - \sigma_{xb}}{m_H m_a R_a \sin\alpha} bh_o$$

- Nếu trừ đi đoạn đã đặt F_{01} mà σ còn lớn hơn σ_{xb} thì phải thêm cốt xiên $F_{02} = . F_{01} - \Delta F_o$

với $$\Delta F_o = \frac{qh_a}{m_H m_a R_a \sin\alpha}$$

q là tải trọng đều trên dầm

h_a là khoảng đặt vai bò F_{01}

Tiếp tục đặt thép xiên cho đến $\sigma \le \sigma_{xb}$

BẢNG TÍNH $Q = m.R_K.b.h_o$ CHO DẦM 1 HÀNG CỐT THÉP BÊTÔNG 200

b \ h	20	25	30	40	45	50	60
10	1.050	1.380	1.700				
15			2550	3500	4000		
20				4660	5310	5950	7210

BẢNG TÍNH $Q_{xb} = \sqrt{0,6 . R_u . b . h_o^2 . q_x}$ CHO DẦM 1 HÀNG THÉP BÊTÔNG 200 ĐAI ĐƠN Φ6 a200 *(kg)*

b \ h	20	25	30	40	45	50	60
10	2780	3630	4470				
15			5500	7550	8600		
20			6360	8700	9900	11180	13600

BẢNG TÍNH $\sigma = \dfrac{0,10R_u h_o}{a}$ CHO DẦM MỘT HÀNG

CỐT THÉP BÊTÔNG SỐ HIỆU 200 (kg/cm^2)

h	20	25	30	35	40	45	50	55	60
h_o	16,5	21,5	26,5	31,5	36,5	41,5	46,5	51,5	56,5
a = 15	10,99	14,33	17,66	20,99	24,33	27,66	30,99	34,33	37,66
a = 20	8,25	10,75	13,25	15,75	18,25	20,75	23,25	25,75	28,25
a = 25	6,60	8,60	10,60	12,60	14,60	16,60	18,60	20,60	22,60

BẢNG TÍNH $\sigma_{XB} = \sqrt{\dfrac{0,6R_u}{b} \times \dfrac{m_H m_a R_a n f_x}{a}}$

ĐAI ĐƠN Φ6 BÊTÔNG SỐ HIỆU 200 (kg/cm^2)

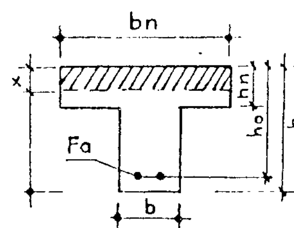
b	10	12	15	18	20	22	25	30
a = 15	19,43	17,70	15,89	14,50	13,75	13,10	12,50	11,22
a = 20	16,86	15,40	13,78	12,56	11,92	11,35	10,66	9,75
a = 25	15,10	13,78	12,30	11,23	10,68	10,16	9,55	8,70

IV.1.6.12. Uốn đơn mặt cắt chữ T.

1. Trường hợp 1

Trục trung hòa ở trên cánh

$$M \le mR_u b_n h_n \left(h_o - \frac{h_n}{2} \right)$$



hay $$F_a \le \frac{R_u b_n h_n}{m_a R_a}$$

Tính hoàn toàn như dầm chữ nhật, thay $b = b_n$

2. Trường hợp 2

$$M > mR_u b_n h_n\left(h_o - \frac{h_n}{2}\right)$$

hay $$F_a > \frac{R_u b_n h_n}{m_a R_a}$$

a. Công thức cơ bản :

$$M = m(M_1 + M_{CB})$$

với $$M_1 = R_u b_x\left(h_o - \frac{x}{2}\right) = A_1 b h_o^2$$

$$M_{CB} = 0{,}8\ R_u(b_n - b)h_n\left(h_o - \frac{h_n}{2}\right) = m_a R_a F_{a2}\left(h_o - \frac{h_n}{2}\right)$$

b. Thứ tự tính toán :

. Tìm M_{CB}; Tính $F_{a2} = \dfrac{M_{CB}}{m_a R_a\left(h_o - \dfrac{h_n}{2}\right)}$

. Tính $M_1 = \frac{M}{m} - M_{CB}$ và $A_1 = \frac{M_1}{bh_o^2}$

. Từ A_1 tra ra μ_1 và tính $F_{a1} = \mu_1 bh_o$

. Cuối cùng $F_a = F_{a1} + F_{a2}$

* Điều kiện phải nghiệm $S_b \leq 0{,}8S_o$ hay

$$\mu_{max} = \left[0{,}8\left(\frac{b_n}{b} - 1\right)\frac{h_n}{h_o} + 0{,}55\right]\frac{R_u}{m_aR_a}$$

3. Chọn mặt cắt : biết b_n, h_n, M tìm b, h, F_a.

- Giả định b, tự cho $\mu \approx 1{,}0$ (từ 0,9 đến 1,8)

- Tính h_o theo công thức sau :

$m_a R_a$	1700	2100	2400
h_o	$80\sqrt{\frac{M}{mb\mu}}$	$70\sqrt{\frac{M}{mb\mu}}$	$67\sqrt{\frac{M}{mb\mu}}$

Chú ý : M = *Tm*; b = *cm*; μ = %

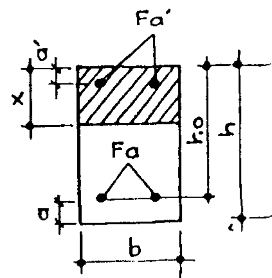
Có h_o, định h và tính lại như trên.

4. Kiểm tra cường độ biết b_n, h_n, b, h, F_a, R_u, R_a, tính M

- Kiểm tra $\mu \leq \mu_{max}$, nếu lớn hơn thì phần thừa ra không không tính mà chỉ lấy

$$F_a = \mu_{max}\frac{bh_o}{100} \quad \text{để tính.}$$

- Biết F_a, xét xem thuộc trường hợp 1 hay trường hợp 2 ở trên để tính ra M. 2



IV.1.6.13. Uốn kép.

a. Công thức cơ bản :

$$M = m\left[R_u b_x\left(h_o - \frac{x}{2}\right) + m_a R_a F'_a (h_o - a')\right]$$

$$= m.m_a R_a F_a\left(h_o - \frac{x}{2}\right)$$

Điều kiện uốn kép phải thỏa mãn :

1. Ứng với $S_b \leq 0{,}8S_o$ hay $x \leq 0{,}55\ h_o$ thì

$$\mu - \mu' \leq 0{,}55\frac{R_u}{m_a R_a}$$

2. $x \geq 2a'$ tức là F'_a thực sự chịu nén.

3. $M \leq 0{,}5mR_u bh_o^2$ hay $A = \dfrac{M}{mbh_o^2} \leq 0{,}5\ R_u$

khi $A > 0{,}4\ R_u$ phải tính cốt thép kép.

khi $A > 0{,}5\ R_u$ chỉ cần tăng mác bêtông.

b. Thứ tự tính toán

1. Biết b, h, R_u, R_a, M tìm F_a và F'_a

Tận dụng bêtông chịu nén lấy $\frac{x}{h_o} = 0,55$

$$F'_a = \frac{\frac{M}{m} - 0,4R_u bh_o^2}{m_a R_a (h_o - a')} \text{ với } \mu' = \frac{F'_a}{bh_o} \le 0,11 \frac{R_u}{m_a R_a}$$

$$F_a = 0,55 \frac{R_u}{m_a R_a} bh_o + F'_a \text{ với } \mu = \frac{F_a}{bh_o} \le 0,66 \frac{R_u}{m_a R_a}$$

2. Biết b, h, R_u, R_a, M, F'_a tìm F_a

- Có F'_a tính ra $M' = m_a R_a F'_a (h_o - a')$ và $M_1 = \frac{M}{m} - M'$

- Tính $A_1 = \frac{M_1}{bh_o^2}$ tra μ_1 kiểm tra $\mu_1 \le 0,55 \frac{R_u}{m_a R_a}$

Và $F_a = \mu_1 bh_o + F'_a$

- Khi $\mu_1 > 0,55 \frac{R_u}{m_a R_a}$ thì F'_a không đủ và phải tính lại như trên.

- Khi $x \le 2a'$ hay $M_1 \le 2R_u ba' (h_o - a')$

Thì $Z_1 \ge h_o - a'$ ta phải tăng F_a để cho $Z_1 = h_o - a'$ theo:

$$F_a = \frac{M}{m.m_a R_a (h_o - a')}$$

3. Biết b, h, R_u, R_a, F_a, F'_a tìm M (kiểm tra mặt cắt)

- Thông thường tính M như sau :

$$M = mR_u b_x \left(h_o - \frac{x}{2}\right) + m.m_a R_a F'_a (h_o - a')$$

Với $x = (\mu - \mu') \frac{m_a R_a}{R_u} h_o$ và $0,55\ h_o > x > 2a'$

- Khi $x \le 2a'$ lấy $Z = h_o - a'$ và tính

$$M = m.m_a R_a.F_a (h_o - a')$$

- Khi F_a quá nhiều $x > 0,55\ h_o$ thì lấy

$$M = 0,4m\ R_u bh_o^2 + mm_a R_a F'_a (h_o - a')$$

- Trong mọi trường hợp :

$$M \le 0,5m.R_u bh_o^2$$

IV.2. TÍNH SÀN BÊTÔNG

Sàn bêtông có bề dầy nhỏ so với bề rộng cho nên chỉ tính moment chịu uốn còn bỏ qua lực cắt; hàm lượng cốt thép ở trong sàn cũng rất nhỏ so với dầm hoặc cột cho nên cách tính cũng đơn giản.

IV.2.1. SÀN BÊTÔNG KHÔNG CỐT THÉP

Bề rộng sàn thường lấy b = 1*m* = 100*cm*.

Bề dầy sàn là h *cm*, modul chống uốn là :

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{100h^2}{6} = 16,67h^2$$

Lấy moment uốn là M *kgm* = 100 x M *kgcm*

ta có $y = \frac{M}{W} = \frac{100M}{16,67h^2} \leq R_u$

Đối với ba loại bêtông số hiệu 100, 150 và 200 thì R_u có trị số là 55,80 và 100 ta lập được bảng tính sau :

BẢNG M(*kgm*) CHO PHÉP CỦA
SÀN KHÔNG CỐT THÉP

h [*cm*]	5	6	7	8	9	10
Bêtông \ h^2	25	36	49	64	81	100
100	230	330	450	587	742	917
150	333	480	653	853	1080	1333
200	417	600	817	1067	1350	1667

IV.2.2. SÀN BÊTÔNG CỐT THÉP

Có M ta chọn h, lấy b = 100 *cm* và :

$h_o = h - 1{,}5$ khi $h < 10$ *cm*

$h_o = h - 2$ khi $h \geq 10$ *cm*

Và tính theo trình tự sau :

Tính $$A = \frac{M(kgcm)}{bh_o^2} = \frac{M(kgm)}{h_o^2}$$

Tùy theo bêtông và thép tra ra μ; riêng đối với bêtông 200, thép CT3 ta có thể lấy $\mu = \frac{A}{20} = \frac{M}{20h_o^2}$

Và tính ra diện tích thép trên mét dài sàn

$$F_a = \mu \cdot \frac{bh_o}{100} = \frac{M}{20h_o}$$

Và lập được bảng tính sau :

BẢNG F_A (cm^2/m) CỦA SÀN BÊTÔNG 200 THÉP CT3

M / h(h_o)	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
5(3,5)	1,43	2,56	4,29	5,71	7,14	8,57	10,0	-	-	-
6(4,5)	1,11	2,22	3,33	4,44	5,56	6,67	7,78	8,89	10,0	-
7(5,5)	0,91	1,82	2,73	3,64	4,55	5,46	6,36	7,27	8,18	9,09
8(6,5)	0,77	1,54	2,31	3,08	3,85	4,62	5,38	6,15	6,92	7,69
9(7,5)	0,67	1,33	2,00	2,67	3,33	4,00	4,67	5,33	6,00	6,67

Lấy bêtông 150 thép tăng theo tỷ lệ $\frac{100}{80} = 1,25$

Với thép 2400 thép giảm theo tỷ lệ $\frac{2100}{2400} = 0,875$

Khi tính ra F_a ta bố trí cốt thép cho sàn.

Thường chọn từ 5 đến 10 cây cho 1*m* dài sàn.

IV.2.3. SÀN LIÊN TỤC

Khi sàn vượt qua hai nhịp mà chiều rộng nhỏ hơn một nửa chiều dài, thì tính theo sàn liên tục. Tính nội lực như đối với dầm liên tục.

Tính cốt thép tiến hành như trên.

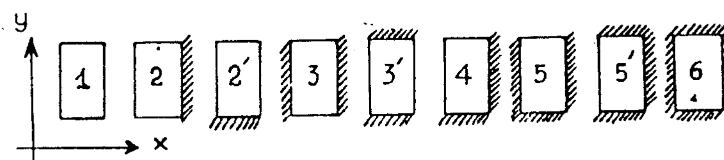
Bố trí cốt thép cho nhịp và cho gối cầu chú ý theo hai cách sau :

- Cốt thép phân ly : thép nhịp và thép gối bố trí thành vi riêng biệt.
- Cốt thép kết hợp : Thép nhịp và thép gối liên kết theo nguyên tắc sau :
  + Thép nhịp chỉ được uốn một nửa lên gối
  + Thép nhịp còn lại tối thiểu 3 cây trên mét dài
  + Nếu hai nhịp cùng uốn lên gối thì phải sen kẽ nhau.
  + Thép mũ tăng cường nên bằng số thép nhịp
  + Móc thép gối bẻ 90° chống xuống cốp pha.

IV.2.4. SÀN GỐI TỨ PHÍA

Khi sàn đúc liền với hệ dầm và tỷ lệ hai chiều của sàn nhỏ hơn hay bằng 2 thì phải tính theo sàn gối tứ phía, có nghĩa là sàn làm việc hai chiều và cốt thép cả hai chiều đều chịu lực.

Tùy theo vị trí của sàn mà phân ra 9 loại như sau :



Moment hai chiều tùy thuộc tỷ số l_y / l_x

Tùy theo loại sàn và tỷ số trên ta tra ra các hệ số φ_x, φ_y, χ và tính :

Moment nhịp :

$$M_x = \varphi_x q \cdot l_x^2$$

$$M_y = \varphi_y q \cdot l_y^2$$

Moment gối có 3 loại

$$M_A = \frac{1}{16} \chi_1 q \ l_{1x}^2 + \frac{1}{16} \chi_2 q \ l_{2x}^2$$

A l_1 B l_2 C

$$M_B = \frac{1}{16}\chi_1 q\, l_{1x}^2 + \frac{1}{24}\chi_2 q\, l_{2x}^2 \quad \overset{\triangle}{A}\ \ell_1\ \overset{\triangle}{B}\ \ell_2\ \overset{\triangle}{C}\ \ell_3$$

$$M_C = \frac{1}{24}\chi_2 q\, l_{2x}^2 + \frac{1}{24}\chi_3 q\, l_{3x}^2 \quad \ell_1\ \overset{\triangle}{B}\ \ell_2\ \overset{\triangle}{C}\ \ell_3\ \overset{\triangle}{D}$$

ếu là chiều y thay x_i bằng $(1 - x_i)$.

Và tính ra moment gối với các l_{iy}

Khi đã có moment, việc tính cốt thép theo trình tự như rên. Cần chú ý rằng nếu M_x lớn thì ta đặt cốt thép chiều x ở ưới với $h_o = h - 1,5$, còn thép chiều y đặt trên và phải tính ới $h_o = h - 2,5$, nếu không sẽ thiếu thép theo chiều y. Các gối hi làm việc một chiều nên đều lấy $h_o = h - 1,5$.

V.2.5. HÀM LƯỢNG CỐT THÉP MIN, MAX VÀ HỢP LÝ CỦA SÀN

Đối với sàn bêtông cốt thép :

$$\mu_{min} = 0,3;\ \mu_{max} = 0,8;\ \mu_{hợp\ lý} = 0,5$$

Như vậy đối với bêtông 200, cốt thép CT3

a có : $M_{min} = 0,3 \times 20h_o^2 = 6h_o^2$

$$M_{max} = 0,8 \times 20h_o^2 = 16h_o^2$$

$$M_{hợp\ lý} = 0,5 \times 20h_o^2 = 10h_o^2$$

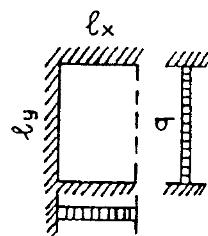
Và lập được bảng tính sau :

BẢNG M(*kgm*) KHỐNG CHẾ SÀN BÊTÔNG 200, CT3

h(cm)	5	6	7	8	9
h_o(cm)	3,5	4,5	5,5	6,5	7,5
M_{min}	73,5	121,5	181,5	253,5	337,5
M_{max}	196,0	324,0	484,0	676,0	900,0
$M_{hợp\ lý}$	122,5	202,5	302,5	422,5	562,5

Đối với bêtông 100 hay 150 thì các trị số trên giảm theo tỷ lệ 0,55 và 0,80, còn đối với cốt thép CT5 thì các trị số trên tăng theo tỷ lệ 1,15.

IV.2.6. SÀN GỐI BA PHÍA



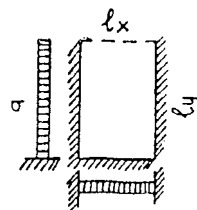
$M_x = \alpha_x P$

$M_y = \alpha_y P$

$M_{gối\ x} = -\beta_x P$

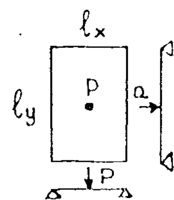
$M_{gối\ y} = -\beta_y P$

$P = l_x \cdot l_y \cdot q$



l_y/l_x	Chiều hẵng y α_x	α_y	β_x	β_y	chiều hẵng x α_x	α_y	β_x	β_y
1,0	0,0099	0,0457	0,0510	0,0853	0,0457	0,0099	0,0853	0,0510
1,1	0,0102	0,0492	0,0574	0,0930	0,0421	0,0094	0,0770	0,0448
1,2	0,0102	0,0519	0,0636	0,1000	0,0389	0,0087	0,0712	0,0397
1,3	0,0100	0,0540	0,0700	0,1062	0,0362	0,0079	0,0658	0,0354
1,4	0,0097	0,0552	0,0761	0,1115	0,0336	0,0070	0,0609	0,0314
1,5	0,0093	0,0556	0,0821	0,1155	0,0311	0,0059	0,0562	0,0279

IV.2.7. SÀN CHỊU MỘT LỰC TẬP TRUNG

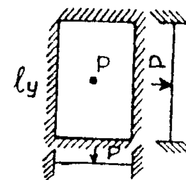


$M_x = \alpha_x P$

$M_y = \alpha_y P$

$M_{gối\ x} = -\beta_x P$

$M_{gối\ y} = -\beta_y P$

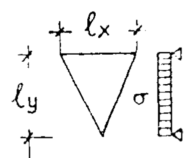


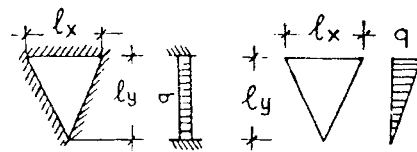
l_y/l_x	Bốn phía tự do α_x	α_y	Bốn phía ngàm α_x	α_y	β_x	β_y
1,0	0,146	0,146	0,108	0,108	0,094	0,094
1,1	0,162	0,143	0,118	0,144	0,113	0,083
1,2	0,179	0,141	0,128	0,100	0,126	0,074
1,3	0,198	0,140	0,136	0,096	0,139	0,063
1,4	0,214	0,138	0,143	0,092	0,149	0,055

l_y/l_x	α_x	α_y	α_x	α_y	β_x	β_y
1,5	0,230	0,137	0,150	0,088	0,156	0,047
1,6	0,244	0,135	0,156	0,086	0,162	0,040
1,7	0,258	0,134	0,160	0,083	0,167	0,035
1,8	0,270	0,132	0,162	0,080	0,171	0,030
1,9	0,280	0,131	0,165	0,078	0,174	0,026
2,0	0,290	0,130	0,168	0,076	0,176	0,022

IV.2.7. SÀN DẠNG ĐẶC BIỆT

$$P = q\,\frac{l_x l_y}{2} \qquad\qquad P = q\,\frac{l_x l_y}{3}$$





$M_x = \alpha_x P$ $\qquad$ $M_{gối\ x} = -\beta_x P$

$M_y = \alpha_y P$ $\qquad$ $M_{gối\ y} = -\beta_y P$

	Tam giác kê		Tam giác ngàm				Tải tam giác	
l_y/l_x	α_x	α_y	α_x	α_y	β_x	β_y	α_x	α_y
0,5	0,0396	0,0209	0,0187	0,0089	0,0356	0,0210	0,0404	0,0273
0,55	0,0404	0,0224	0,0203	0,0110	0,0365	0,0245	0,0407	0,0289
0,6	0,0411	0,0236	0,0209	0,0123	0,0370	0,0267	0,0408	0,0300
0,65	0,0418	0,0249	0,0211	0,0133	0,0372	0,0290	0,0408	0,0312
0,7	0,0424	0,0260	0,0211	0,0142	0,0372	0,0310	0,0409	0,0328
0,75	0,0428	0,0272	0,0210	0,0148	0,0371	0,0328	0,0410	0,0333
0,8	0,0432	0,0284	0,0207	0,0153	0,0367	0,0344	0,0409	0,0343
0,85	0,0433	0,0298	0,0205	0,0157	0,0361	0,0361	0,0408	0,0353
0,9	0,0433	0,0310	0,0202	0,0159	0,0354	0,0372	0,0405	0,0362
0,95	0,0431	0,0320	0,0199	0,0162	0,0346	0,0384	0,0399	0,0369
1,0	0,0428	0,0332	0,0196	0,0164	0,0338	0,0392	0,0391	0,0377

l_y/l_x	Tam giác kê		Tam giác ngàm				Tải tam giác	
	α_x	α_y	α_x	α_y	β_x	β_y	α_x	α_y
1,1	0,0421	0,0355	0,0190	0,0168	0,0321	0,0407	0,0375	0,0388
1,2	0,0413	0,0369	0,0184	0,0171	0,0303	0,0416	0,0358	0,0397
1,3	0,0404	0,0376	0,0178	0,0174	0,0284	0,0423	0,0343	0,0405
1,4	0,0394	0,0378	0,0171	0,0177	0,0265	0,0429	0,0328	0,0409
1,5	0,0385	0,0378	0,0164	0,0178	0,0246	0,0432	0,0314	0,0411
1,6	0,0375	0,0378	0,0151	0,0180	0,0225	0,0434	0,0302	0,0411
1,7	0,0366	0,0378	0,0149	0,0181	0,0206	0,0434	0,0283	0,0408
1,8	0,0355	0,0377	0,0140	0,0181	0,0186	0,0430	0,0279	0,0406
1,9	0,0342	0,0377	0,0130	0,0181	0,0167	0,0424	0,0276	0,0403
2,0	0,0324	0,0377	0,0117	0,0181	0,0148	0,0413	0,0268	0,0398

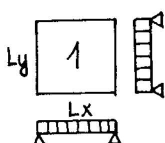
BẢNG IV.1. Sàn gối tứ phía

$M_x = \varphi_x \cdot q \cdot Lx^2$

$M_y = \varphi_y \cdot q \cdot Ly^2$

$q_x = X \cdot q$

$q_y = (1 - X) \cdot q$



L_y/L_x	φ_x	φ_y	X
0,50	0,0059	0,0946	0,059
0,52	0,0068	0,0919	0,068
0,54	0,0077	0,0893	0,078
0,56	0,0086	0,0866	0,089
0,58	0,0095	0,0839	0,101
0,60	0,0105	0,0813	0,115
0,62	0,0116	0,0786	0,129
0,64	0,0127	0,0758	0,143
0,66	0,0138	0,0731	0,159
0,68	0,0150	0,0703	0,176
0,70	0,0162	0,676	0,194
0,72	0,0175	0,0652	0,211
0,74	0,0188	0,0628	0,230
0,76	0,0201	0,0603	0,249
0,78	0,0214	0,0579	0,270
0,80	0,0227	0,0555	0,291
0,82	0,0240	0,0534	0,312
0,84	0,0253	0,0514	0,332
0,86	0,0266	0,0493	0,353
0,88	0,0279	0,0472	0,375
0,90	0,0291	0,0452	0,396
0,92	0,0306	0,0435	0,417
0,94	0,0321	0,0417	0,437
0,96	0,0336	0,0400	0,458
0,98	0,0351	0,0382	0,478
1,00	0,0365	0365	0,500
1,02	0,0380	0352	0,521
1,04	0,0395	0339	0,540
1,06	0,0410	0326	0,559
1,08	0,0425	0313	0,576
1,10	0,0440	0,0300	0,594
1,12	0,0454	0,0290	0,611
1,14	0,0469	0,0279	0,628
1,16	0,0484	0,0269	0,644
1,18	0,0499	0,0258	0,659
1,20	0,0514	0,0248	0,675
1,22	0,0528	0,0240	0,689
1,24	0,0543	0,0231	0,702
1,26	0,0557	0,0223	0,715
1,28	0,0572	0,0214	0,728
1,30	0,0587	0,0206	0,741
1,32	0,0601	0,0199	0,752
1,34	0,0615	0,0192	0,762
1,36	0,0629	0,0185	0,773
1,38	0,0643	0,0178	0,783
1,40	0,0657	0,0171	0,799
1,42	0,0668	0,0165	0,802
1,44	0,0682	0,0159	0,812
1,46	0,0695	0,0154	0,820
1,48	0,0708	0,0148	0,827
1,50	0,0721	0,0142	0,835
1,52	0,0732	0,0137	0,842
1,54	0,0743	0,0132	0,849
1,56	0,0754	0,0128	0,855
1,58	0,0865	0,0123	0,862
1,60	0,0776	0,0118	0,868
1,62	0,0787	0,0114	0,873
1,64	0,0797	0,0110	0,879
1,66	0,0808	0,0107	0,884
1,68	0,0818	0,0103	0,885
1,70	0,0829	0,0099	0,893
1,72	0,0838	0,0096	0,897
1,74	0,0847	0,0092	0,901
1,76	0,0856	0,0089	0,905
1,78	0,0865	0,0085	0,909
1,80	0,0873	0,0082	0,913
1,82	0,0881	0,0080	0,916
1,84	0,0889	0,0077	0,919
1,86	0,0897	0,0075	0,922
1,88	0,0905	0,0072	0,925
1,90	0,0912	0,0070	0,929
1,92	0,0919	0,0068	0,931
1,94	0,0926	0,0066	0,933
1,96	0,0933	0,0063	0,936
1,98	0,0940	0,0061	0,938
2,00	0,0946	0,0059	0,941

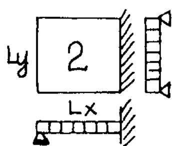
BẢNG IV.1. Sàn gối tứ phía

$M_x = \varphi_x \cdot q \cdot Lx^2$

$M_y = \varphi_y \cdot q \cdot Ly^2$

$q_x = X \cdot q$

$q_y = (1 - X) \cdot q$



L_y/L_x	φ_x	φ_y	X
0,50	0,0071	0,0866	0,135
0,52	0,0080	0,0839	0,155
0,54	0,0089	0,0812	0,176
0,56	0,0099	0,0784	0,197
0,58	0,0108	0,0757	0,220
0,60	0,0117	0,0730	0,245
0,62	0,0127	0,0700	0,275
0,64	0,0138	0,0671	0,299
0,66	0,0148	0,0641	0,322
0,68	0,0159	0,0612	0,347
0,70	0,0169	0,0582	0,375
0,72	0,0180	0,0557	0,403
0,74	0,0191	0,0531	0,430
0,76	0,0202	0,0506	0,456
0,78	0,0213	0,0480	0,481
0,80	0,0224	0,0455	0,506
0,82	0,0235	0,0434	0,529
0,84	0,0246	0,0414	0,553
0,86	0,0258	0,0393	0,578
0,88	0,0269	0,0373	0,600
0,90	0,0280	0,0352	0,621
0,92	0,0291	0,0336	0,641
0,94	0,0302	0,0320	0,661
0,96	0,0312	0,0304	0,680
0,98	0,0323	0,0288	0,697
1,00	0,0334	0,0272	0,714
1,02	0,0334	0,0260	0,729
1,04	0,0354	0,0247	0,744
1,06	0,0364	0,0235	0,759
1,08	0,0374	0,0222	0,772
1,10	0,0384	0,0210	0,785
1,12	0,0393	0,0201	0,798
1,14	0,0402	0,0191	0,809
1,16	0,0411	0,0182	0,819
1,18	0,0420	0,0172	0,829
1,20	0,0429	0,0163	0,838
1,22	0,0437	0,0156	0,847
1,24	0,0444	0,0149	0,855
1,26	0,0452	0,0141	0,863
1,28	0,0459	0,0134	0,870
1,30	0,0467	0,0127	0,877
1,32	0,0473	0,0122	0,884
1,34	0,0480	0,0116	0,890
1,36	0,0486	0,0111	0,895
1,38	0,0493	0,0105	0,901
1,40	0,0499	0,0100	0,906
1,42	0,0504	0,0096	0,910
1,44	0,0510	0,0092	0,915
1,46	0,0515	0,0087	0,919
1,48	0,0521	0,0083	0,923
1,50	0,0526	0,0079	0,926
1,52	0,0530	0,0076	0,930
1,54	0,0534	0,0073	0,933
1,56	0,0538	0,0069	0,937
1,58	0,0542	0,0066	0,940
1,60	0,0546	0,0063	0,942
1,62	0,0550	0,0061	0,945
1,64	0,0554	0,0058	0,948
1,66	0,0559	0,0056	0,950
1,68	0,0563	0,0053	0,952
1,70	0,0567	0,0051	0,954
1,72	0,0571	0,0049	0,956
1,74	0,0575	0,0047	0,958
1,76	0,0578	0,0046	0,960
1,78	0,0582	0,0044	0,962
1,80	0,0586	0,0042	0,963
1,82	0,0589	0,0041	0,965
1,84	0,0592	0,0039	0,966
1,86	0,0594	0,0038	0,968
1,88	0,0597	0,0036	0,969
1,90	0,0600	0,0034	0,970
1,92	0,0601	0,0032	0,971
1,94	0,0602	0,0031	0,972
1,96	0,0604	0,0030	0,973
1,98	0,0605	0,0029	0,974
2,00	0,0606	0,0027	0,976

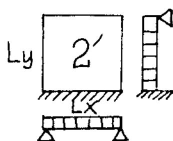
BẢNG IV.1. Sàn gối tứ phía

$M_x = \varphi_x \cdot q \cdot Lx^2$

$M_y = \varphi_y \cdot q \cdot Ly^2$

$q_x = X \cdot q$

$q_y = (1 - X) \cdot q$



L_y/L_x	φ_x	φ_y	X
0,50	0,0027	0,0606	0,024
0,52	0,0033	0,0597	0,029
0,54	0,0038	0,0588	0,034
0,56	0,0044	0,0579	0,039
0,58	0,0049	0,0570	0,044
0,60	0,0059	0,0561	0,049
0,62	0,0063	0,0550	0,057
0,64	0,0071	0,0539	0,065
0,66	0,0078	0,0529	0,072
0,68	0,0086	0,0518	0,080
0,70	0,0094	0,0507	0,088
0,72	0,0104	0,0495	0,099
0,74	0,0114	0,0483	0,109
0,76	0,0125	0,0472	0,129
0,78	0,0135	0,0460	0,130
0,80	0,0145	0,0448	0,141
0,82	0,0157	0,0436	0,154
0,84	0,0169	0,0424	0,168
0,86	0,0182	0,0413	0,181
0,88	0,0194	0,0401	0,195
0,90	0,0206	0,0389	0,208
0,92	0,0219	0,0378	0,224
0,94	0,0233	0,0367	0,239
0,96	0,0246	0,0356	0,255
0,98	0,0260	0,0345	0,270
1,00	0,0273	0,0334	0,286
1,02	0,0287	0,0324	0,303
1,04	0,0301	0,0314	0,319
1,06	0,0316	0,0305	0,336
1,08	0,0330	0,0295	0,352
1,10	0,0344	0,0285	0,369
1,12	0,0359	0,0277	0,387
1,14	0,0374	0,0268	0,405
1,16	0,0388	0,0260	0,423
1,18	0,0403	0,0251	0,441
1,20	0,0418	0,0243	0,459
1,22	0,0433	0,0236	0,474
1,24	0,0447	0,0229	0,488
1,26	0,0462	0,0221	0,503
1,28	0,0476	0,0214	0,517
1,30	0,0491	0,0207	0,532
1,32	0,0505	0,0201	0,546
1,34	0,0519	0,0195	0,561
1,36	0,0533	0,0189	0,575
1,38	0,0547	0,0183	0,590
1,40	0,0561	0,0177	0,604
1,42	0,0575	0,0172	0,617
1,44	0,0589	0,0167	0,630
1,46	0,0602	0,0162	0,642
1,48	0,0616	0,0157	0,655
1,50	0,0630	0,0152	0,668
1,52	0,0642	0,0148	0,678
1,54	0,0655	0,0143	0,688
1,56	0,0667	0,0139	0,699
1,58	0,0680	0,0134	0,709
1,60	0,0692	0,0130	0,719
1,62	0,0704	0,0126	0,729
1,64	0,0715	0,0123	0,739
1,66	0,0727	0,0119	0,748
1,68	0,0738	0,0116	0,758
1,70	0,0750	0,0112	0,766
1,72	0,0760	0,0109	0,776
1,74	0,0770	0,0106	0,784
1,76	0,0780	0,0102	0,793
1,78	0,0790	0,0099	0,801
1,80	0,0800	0,0096	0,809
1,82	0,0809	0,0093	0,814
1,84	0,0818	0,0091	0,819
1,86	0,0827	0,0088	0,825
1,88	0,0836	0,0086	0,830
1,90	0,0845	0,0083	0,835
1,92	0,0853	0,0081	0,841
1,94	0,0861	0,0078	0,847
1,96	0,0869	0,0076	0,853
1,98	0,0877	0,0073	0,859
2,00	0,0875	0,0071	0,865

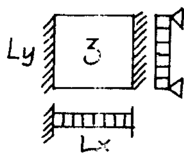
BẢNG IV.2. Sàn gối tứ phía

$M_x = \varphi_x \cdot q \cdot Lx^2$

$M_y = \varphi_y \cdot q \cdot Ly^2$

$q_x = X \cdot q$

$q_y = (1 - X) \cdot q$



L_y/L_x	φ_x	φ_y	X
0,50	0,0073	0,0801	0,238
0,52	0,0081	0,0765	0,267
0,54	0,0089	0,0729	0,298
0,56	0,0098	0,0693	0,330
0,58	0,0106	0,0656	0,361
0,60	0,0114	0,0620	0,393
0,62	0,0123	0,0587	0,424
0,64	0,0131	0,0557	0,454
0,66	0,0140	0,0526	0,485
0,68	0,0148	0,0494	0,516
0,70	0,0157	0,0463	0,546
0,72	0,0167	0,0438	0,574
0,74	0,0173	0,0413	0,600
0,76	0,0182	0,0388	0,626
0,78	0,0190	0,0363	0,649
0,80	0,0198	0,0338	0,671
0,82	0,0205	0,0320	0,693
0,84	0,0213	0,0301	0,714
0,86	00,220	0,0283	0,732
0,88	0,0228	0,0264	0,750

L_y/L_x	φ_x	φ_y	X
0,90	0,0235	0,0246	0,766
0,92	0,0241	0,0233	0,781
0,94	0,0248	0,0219	0,795
0,96	0,0254	0,0206	0,809
0,98	0,0261	0,0192	0,821
1,00	0,0267	0,0179	0,833
1,02	0,0272	0,0170	0,844
1,04	0,0277	0,0161	0,853
1,06	0,0283	0,0151	0,862
1,08	0,0288	0,0142	0,871
1,10	0,0293	0,0133	0,880
1,12	0,0297	0,0126	0,887
1,14	0,0301	0,0119	0,893
1,16	0,0305	0,0112	0,900
1,18	0,0309	0,0105	0,906
1,20	0,0313	0,0098	0,912
1.22	0,0316	0,0093	0,917
1,24	0,0320	0,0088	0,922
1,26	0,0323	0,0084	0,926
1,28	0,0327	0,0079	0,931
1,30	0,0330	0,0074	0,935
1,32	0,0333	0,0071	0,938
1,34	0,0335	0,0067	0,941
1,36	0,0338	0,0064	0,945
1,38	0,0340	0,0060	9,948
1,40	0,0343	0,0057	0,950
1,42	0,0345	0,0054	0,953
1,44	0,0347	0,0052	0,956
1,46	0,0349	0,0049	0,958
1,48	0,0351	0,0047	0,960

L_y/L_x	L_y/L_x	φ_x	φ_y
1,50	0,0353	0,0044	0,962
1,52	0,0355	0,0042	0,964
1,54	0,0357	0,0040	0,966
1,56	0,0358	0,0039	0,967
1,58	0,0360	0,0037	0,969
1,60	0,0362	0,0035	0,970
1,62	0,0363	0,0034	0,972
1,64	0,0365	0,0032	0,973
1,66	0,0366	0,0031	0,975
1,68	0,0368	0,0029	0,976
1,70	0,0369	0,0028	0,977
1,72	0,0370	0,0027	0,978
1,74	0,0371	0,0026	0,979
1,76	0,0372	0,0024	0,980
1,78	0,0373	0,0023	0,981
1,80	0,0374	0,0022	0,981
1,82	0,0375	0,0021	0,982
1,84	0,0376	0,0020	0,983
1,86	0,0377	0,0020	0,984
1,88	0,0378	0,0019	0,984
1,90	0,0379	0,0018	0,985
1,92	0,0380	0,0017	0,986
1,94	0,0381	0,0017	0,986
1,96	0,0381	0,0016	0,987
1,98	0,0382	0,0016	0,987
2,00	0,0383	0,0015	0,988

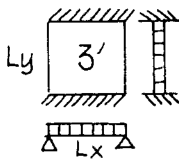
BẢNG IV.2. Sàn gối tứ phía

$M_x = \varphi_x \cdot q \cdot Lx^2$

$M_y = \varphi_y \cdot q \cdot Ly^2$

$q_x = X \cdot q$

$q_y = (1 - X) \cdot q$



L_y/L_x	φ_x	φ_y	X
0,50	0,0015	0,0383	0,012
0,52	0,0018	0,0380	0,015
0,54	0,0021	0,0377	0,017
0,56	0,0024	0,0373	0,020
0,58	0,0027	0,0370	0,022
0,60	0,0030	0,0367	0,025
0,62	0,0035	0,0363	0,029
0,64	0,0039	0,0359	0,033
0,66	0,0044	0,0354	0,037
0,68	0,0048	0,0350	0,041
0,70	0,0053	0,0346	0,045
0,72	0,0060	0,0341	0,051
0,74	0,0066	0,0336	0,057
0,76	0,0073	0,0332	0,064
0,78	0,0079	0,0327	0,070
0,80	0,0086	0,0322	0,076
0,82	0,0095	0,0317	0,084
0,84	0,0104	0,0311	0,092
0,86	0,0112	0,0306	0,100
0,88	0,0121	0,0300	0,108
0,90	0,0130	0,0295	0,116
0,92	0,0140	0,0289	0,126
0,94	0,0150	0,0284	0,136
0,96	0,0160	0,0278	0,147
0,98	0,0170	0,0273	0,157
1,00	0,0180	0,0267	0,167
1,02	0,0192	0,0261	0,179
1,04	0,0204	0,0255	0,191
1,06	0,0216	0,0250	0,203
1,08	0,0228	0,0244	0,215
1,10	0,0240	0,0238	0,227
1,12	0,0253	0,0233	0,241
1,14	0,0266	0,0228	0,255
1,16	0,0279	0,0222	0,268
1,18	0,0292	0,0217	0,282
1,20	0,0305	0,0212	0,296
1,22	0,0319	0,0207	0,309
1,24	0,0332	0,0202	0,322
1,26	0,0346	0,0196	0,336
1,28	0,0359	0,0191	0,349
1,30	0,0373	0,0186	0,362
1,32	0,0387	0,0182	0,376
1,34	0,0401	0,0177	0,390
1,36	0,0414	0,0173	0,405
1,38	0,0428	0,0168	0,419
1,40	0,0442	0,0164	0,433
1,42	0,0456	0,0160	0,447
1,44	0,0470	0,0156	0,462
1,46	0,0484	0,0151	0,476
1,48	0,0498	0,0147	0,491
1,50	0,0512	0,0143	0,505
1,52	0,0525	0,0139	0,518
1,54	0,0539	0,0136	0,530
1,56	0,0552	0,0132	0,543
1,58	0,0566	0,0129	0,555
1,60	0,0579	0,0125	0,568
1,62	0,0591	0,0122	0,579
1,64	0,0603	0,0119	0,590
1,66	0,0615	0,0115	0,601
1,68	0,0627	0,0112	0,612
1,70	0,0639	0,0109	0,623
1,72	0,0651	0,0106	0,631
1,74	0,0663	0,0104	0,639
1,76	0,0675	0,0101	0,647
1,78	0,0687	0,0099	0,655
1,80	0,0699	0,0096	0,663
1,82	0,0710	0,0093	0,675
1,84	0,0720	0,0091	0,687
1,86	0,0731	0,0088	0,699
1,88	0,0741	0,0086	0,711
1,90	0,0752	0,0083	0,723
1,92	0,0762	0,0081	0,731
1,94	0,0771	0,0079	0,739
1,96	0,0781	0,0072	0,746
1,98	0,0790	0,0075	0,754
2,00	0,0800	0,0073	0,762

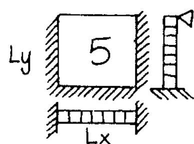
BẢNG IV.3. Sàn gối tứ phía

$M_x = \varphi_x \cdot q \cdot Lx^2$

$M_y = \varphi_y \cdot q \cdot Ly^2$

$q_x = X \cdot q$

$q_y = (1 - X) \cdot q$



L_y/L_x	φ_x	φ_y	X
0,50	0,0038	0,0560	0,111
0,52	0,0045	0,0545	0,127
0,54	0,0052	0,0529	0,144
0,56	0,0058	0,0514	0,163
0,58	0,0065	0,0498	0,183
0,60	0,0072	0,0483	0,206
0,62	0,0080	0,0467	0,228
0,64	0,0087	0,0450	0,252
0,66	0,0095	0,0434	0,276
0,68	0,0102	0,0417	0,300
0,70	0,0110	0,0401	0,324
0,72	0,0118	0,0385	0,349
0,74	0,0126	0,0370	0,373
0,76	0,0135	0,0354	0,400
0,78	0,0143	0,0339	0,425
0,80	0,0151	0,0323	0,450
0,82	0,0159	0,0309	0,476
0,84	0,0167	0,0295	0,500
0,86	0,0174	0,0282	0,522
0,88	0,0182	0,0268	0,545
0,90	0,0190	0,0254	0,567
0,92	0,0197	0,0243	0,589
0,94	0,0204	0,0232	0,610
0,96	0,0212	0,0220	0,630
0,98	0,0219	0,0209	0,648
1,00	0,0226	0,0198	0,667
1,02	0,0232	0,0189	0,684
1,04	0,0238	0,0180	0,699
1,06	0,0245	0,0171	0,715
1,08	0,0251	0,0162	0,731
1,10	0,0257	0,0153	0,745
1,12	0,0262	0,0146	0,760
1,14	0,0267	0,0139	0,773
1,16	0,0273	0,0133	0,785
1,18	0,0278	0,0126	0,796
1,20	0,0283	0,0119	0,806
1,22	0,0287	0,0114	0,816
1,24	0,0292	0,0108	0,825
1,26	0,0296	0,0103	0,834
1,28	0,0301	0,0097	0,843
1,30	0,0305	0,0092	0,851
1,32	0,0308	0,0088	0,859
1,34	0,0312	0,0084	0,866
1,36	0,0315	0,0080	0,872
1,38	0,0319	0,0076	0,878
1,40	0,0322	0,0072	0,885
1,42	0,0325	0,0069	0,890
1,44	0,0328	0,0066	0,896
1,46	0,0331	0,0063	0,901
1,48	0,0334	0,0060	0,906
1,50	0,0337	0,0057	0,910
1,52	0,0339	0,0055	0,914
1,54	0,0341	0,0053	0,918
1,56	0,0344	0,0050	0,922
1,58	0,0346	0,0048	0,926
1,60	0,0348	0,0046	0,929
1,62	0,0350	0,0044	0,932
1,64	0,0352	0,0042	0,935
1,66	0,0353	0,0041	0,938
1,68	0,0355	0,0039	0,941
1,70	0,0357	0,0037	0,943
1,72	0,0359	0,0035	0,946
1,74	0,0360	0,0034	0,948
1,76	0,0362	0,0033	0,950
1,78	0,0363	0,0031	9,952
1,80	0,0365	0,0030	0,954
1,82	0,0366	0,0029	0,956
1,84	0,0367	0,0028	0,958
1,86	0,0369	0,0026	0,960
1,88	0,0370	0,0025	0,962
1,90	0,0371	0,0024	0,963
1,92	0,0372	0,0023	0,965
1,94	0,0373	0,0022	0,966
1,96	0,0375	0,0022	0,967
1,98	0,0376	0,0021	0,968
2,00	0,0377	0,0020	0,970

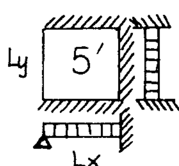
BẢNG IV.3. Sàn gối tứ phía

$M_x = \varphi_x \cdot q \cdot Lx^2$

$M_y = \varphi_y \cdot q \cdot Ly^2$

$q_x = X \cdot q$

$q_y = (1 - X) \cdot q$



L_y/L_x	φ_x	φ_y	X
0,50	0,0020	0,0377	0,030
0,52	0,0024	0,0372	0,036
0,54	0,0028	0,0368	0,042
0,56	0,0032	0,0363	0,048
0,58	0,0036	0,0359	0,054
0,60	0,0040	0,0354	0,060
0,62	0,0046	0,0348	0,069
0,64	0,0051	0,0343	0,079
0,66	0,0057	0,0337	0,088
0,68	0,0062	0,0332	0,098
0,70	0,0068	0,0326	0,107
0,72	0,0075	0,0319	0,120
0,74	0,0083	0,0313	0,132
0,76	0,0090	0,0306	0,145
0,78	0,0098	0,0300	0,157
0,80	0,0105	0,0293	0,170
0,82	0,0114	0,0287	0,186
0,84	0,0123	0,0280	0,201
0,86	0,0132	0,0274	0,217
0,88	0,0141	0,0267	0,232
0,90	0,0150	0,0260	0,248
0,92	0,0160	0,0253	0,265
0,94	0,0169	0,0246	0,282
0,96	0,0179	0,0240	0,299
0,98	0,0188	0,0233	0,316
1,00	0,0198	0,0226	0,333
1,02	0,0208	0,0219	0,351
1,04	0,0218	0,0213	0,369
1,06	0,0229	0,0206	0,386
1,08	0,0239	0,0200	0,404
1,10	0,0249	0,0193	0,422
1,12	0,0259	0,0187	0,440
1,14	0,0269	0,0182	0,458
1,16	0,0279	0,0176	0,476
1,18	0,289	0,0171	0,494
1,20	0,0299	0,0165	0,512
1,22	0,0308	0,0160	0,527
1,24	0,0318	0,0155	0,542
1,26	0,0327	0,0149	0,558
1,28	0,0337	0,0144	0,573
1,30	0,0346	0,0139	0,588
1,32	0,0355	0,0134	0,602
1,34	0,0364	0,0130	0,616
1,36	0,0373	0,0125	0,629
1,38	0,0382	0,0121	0,643
1,40	0,0391	0,0116	0,657
1,42	0,0398	0,0112	0,669
1,44	0,0406	0,0108	0,681
1,46	0,0413	0,0105	0,692
1,48	0,0421	0,0101	0,704
1,50	0,0428	0,0097	0,716
1,52	0,0435	0,0094	0,726
1,54	0,0442	0,0091	0,736
1,56	0,0448	0,0087	0,746
1,58	0,0455	0,0084	0,756
1,60	0,0462	0,0081	0,766
1,62	0,0468	0,0078	0,774
1,64	0,0474	0,0076	0,782
1,66	0,0481	0,0073	0,789
1,68	0,0487	0,0071	0,797
1,70	0,0493	0,0068	0,805
1,72	0,0498	0,0066	0,812
1,74	0,0504	0,0064	0,820
1,76	0,0509	0,0061	0,827
1,78	0,0515	0,0059	0,835
1,80	0,0520	0,0057	0,842
1,82	0,0524	0,0055	0,847
1,84	0,0528	0,0053	0,852
1,86	0,0532	0,0052	0,857
1,88	0,0536	0,0050	0,862
1,90	0,0540	0,0048	0,867
1,92	0,0544	0,0046	0,871
1,94	0,0548	0,0045	0,876
1,96	0,0552	0,0043	0,880
1,98	0,0556	0,0042	0,885
2,00	0,0560	0,0040	0,889

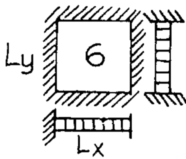
BẢNG IV.3. Sàn gối tứ phía

$M_x = \varphi_x \cdot q \cdot Lx^2$

$M_y = \varphi_y \cdot q \cdot Ly^2$

$q_x = X \cdot q$

$q_y = (1 - X) \cdot q$



L_y/L_x	φ_x	φ_y	X
0,50	0,0023	0,0367	0,059
0,52	0,0027	0,0361	0,068
0,54	0,0031	0,0355	0,078
0,56	0,0036	0,0348	0,089
0,58	0,0040	0,0342	0,101
0,60	0,0044	0,0336	0,115
0,62	0,0050	0,0329	0,129
0,64	0,0055	0,0321	0,143
0,66	0,0061	0,0314	0,159
0,68	0,0066	0,0306	0,176
0,70	0,0072	0,0299	0,194
0,72	0,0079	0,0291	0,211
0,74	0,0086	0,0283	0,230
0,76	0,0092	0,0274	0,249
0,78	0,0099	0,0266	0,270
0,80	0,0106	0,0258	0,291
0,82	0,0113	0,0250	0,312
0,84	0,0121	0,0242	0,332
0,86	0,0128	0,0233	0,353
0,88	0,0136	0,0225	0,375
0,90	0,0143	0,0217	0,396
0,92	0,0150	0,0210	0,417
0,94	0,0158	0,0202	0,437
0,96	0,0165	0,0195	0,458
0,98	0,0173	0,0187	0,478
1,00	0,0180	0,0180	0,500
1,02	0,0187	0,0173	0,521
1,04	0,0194	0,0166	0,540
1,06	0,0200	0,0160	0,559
1,08	0,0207	0,0153	0,576
1,10	0,0214	0,0146	0,594
1,12	0,0220	0,0140	0,611
1,14	0,0226	0,0135	0,628
1,16	0,0232	0,0129	0,644
1,18	0,0238	0,0124	0,659
1,20	0,0244	0,0118	0,675
1,22	0,0249	0,0113	0,689
1,24	0,0255	0,0109	0,702
1,26	0,0260	0,0104	0,715
1,28	0,0266	0,0100	0,728
1,30	0,0271	0,0095	0,741
1,32	0,0275	0,0091	0,752
1,34	0,0280	0,0087	0,763
1,36	0,0284	0,0084	0,773
1,38	0,0289	0,0080	0,783
1,40	0,0293	0,0076	0,793
1,42	0,0297	0,0073	0,802
1,44	0,0301	0,0070	0,812
1,46	0,0304	0,0068	0,820
1,48	0,0308	0,0065	0,827
1,50	0,0312	0,0062	0,835
1,52	0,0315	0,0060	0,842
1,54	0,0318	0,0057	0,849
1,56	0,0321	0,0055	0,855
1,58	0,0324	0,0052	0,862
1,60	0,0327	0,0050	0,868
1,62	0,0330	0,0048	0,873
1,64	0,0332	0,0046	0,879
1,66	0,0335	0,0045	0,884
1,68	0,0337	0,0043	0,889
1,70	0,0340	0,0041	0,893
1,72	0,0342	0,0039	0,897
1,74	0,0344	0,0038	0,901
1,76	0,0347	0,0036	0,905
1,78	0,0349	0,0035	0,909
1,80	0,0351	0,0033	0,913
1,82	0,0353	0,0032	0,916
1,84	0,0355	0,0031	0,919
1,86	0,0356	0,0030	0,922
1,88	0,0358	0,0029	0,925
1,90	0,0360	0,0028	0,928
1,92	0,0361	0,0027	0,931
1,94	0,0363	0,0026	0,933
1,96	0,0364	0,0025	0,936
1,98	0,0366	0,0024	0,938
2,00	0,0367	0,0023	0,941

THÍ DỤ IV.1. Tính sàn toàn khối

Tính sàn hội trường đúc toàn khối

Kích thước 18 x 16,2 *m*. Bước cột 3,6 x 5,4.

Chọn bề dày sàn 8 *cm* trên lát gạch bông dầy 4 cm cả vữa lót, dưới trái 2 *cm*.

Tải trọng tính toán :

– Trọng lượng sàn	8 x 25 x 1,1	=	220 kg/m^2
– Lát gạch bông	4 x 20 x 1,1	=	88 kg/m^2
– Tô vữa	2 x 20 x 1,1	=	44 kg/m^2
– Tải trọng động	300 x 1,3	=	390 kg/m^2
Cộng	q	=	742 kg/m^2

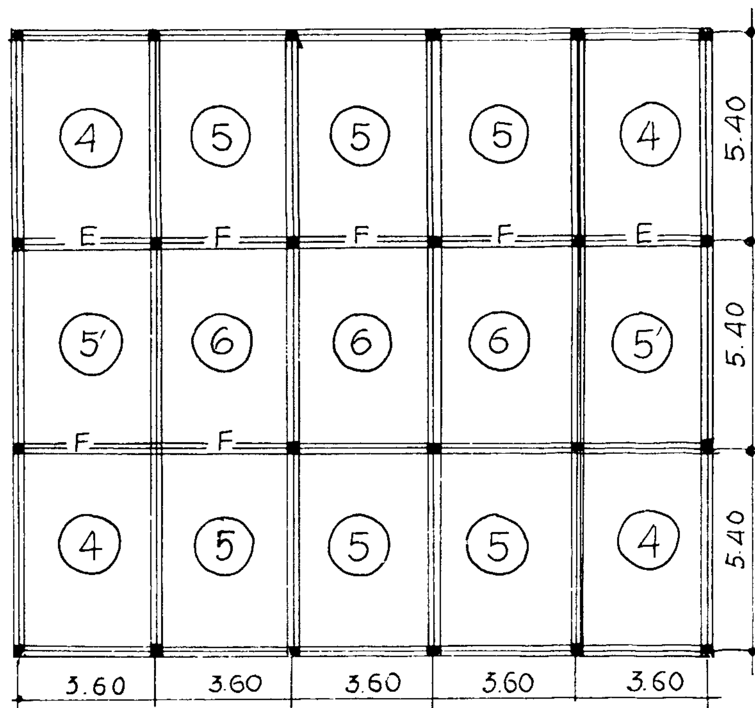
Phân loại 4 dạng sàn : 4.5.5' và 6.

Hệ số dài rộng thống nhất $\frac{l_y}{l_x} = 1,5$

Tra bảng tìm hệ số và lập bảng tính M

Từ M tính ra A theo $A = \frac{M}{h_o^2}$

Chú ý chiều x có M lớn hơn nên $h_o = 6,5$



4
5
5
5
4
E
F
F
F
E
5'
6
6
6
5'
F
F
4
5
5
5
4
5.40
5.40
5.40
3.60
3.60
3.60
3.60
3.60

Từ A tính $\mu = \frac{A}{20}$ và tính ra $F_a = \mu_{ho}$, sau đó chọn cốt thép theo dạng phân ly.

Tấm	M	Công thức tính	M	A	μ	F_a	Chọn	F_a chọn
4	M_x	$0,0485 . 742 . \overline{3,6}^2$	466	11,03	0,552	3,59	8 Φ 8	4,02
	M_y	$0,0096 . 742 . \overline{5,4}^2$	208	6,88	0,344	1,90	8 Φ 6	2,26
5	M_x	$0,0337 . 742 . \overline{3,6}^2$	324	7,67	0,384	2,50	8 Φ 8	4,02
	M_y	$0,0057 . 742 . \overline{5,4}^2$	124	4,10	0,205	1,13	8 Φ 6	2,26
5'	M_x	$0,0428 . 742 . \overline{3,6}^2$	412	9,75	0,488	3,18	8 Φ 8	4,02
	M_y	$0,0097 . 742 . \overline{5,4}^2$	210	6,94	0,347	1,91	8 Φ 6	2,26
6	M_x	$0,0312 . 742 . \overline{3,6}^2$	300	7,10	0,355	2,31	8 Φ 8	4,02
	M_y	$0,0062 . 742 . \overline{5,4}^2$	134	4,43	0,222	1,22	8 Φ 6	2,26
Gối A	M_x	$\frac{1}{16} 0,835 . 742 . \overline{3,6}^2 + \frac{1}{24} . 0,910 . 742 . \overline{3,6}^2$	867	20,52	1,026	6,67	8 Φ 10	6,28
Gối B	M_x	$\frac{1}{12} 0,910 . 742 . \overline{3,6}^2$	729	17,26	0,863	5,61	8 Φ 10	6,28
Gối C	M_x	$\frac{1}{16} 0,716 . 742 . \overline{3,6}^2 + \frac{1}{24} . 0,835 . 742 . \overline{3,6}^2$	765	18,11	0,956	6,22	8 Φ 10	6,28
Gối D	M_x	$\frac{1}{12} 0,835 . 742 . \overline{3,6}^2$	669	15,84	0,792	5,15	8 Φ 10	6,28
Gối E	M_y	$\frac{1}{16} 0,165 . 742 . \overline{5,4}^2 + \frac{1}{24} . 0,284 . 742 . \overline{5,4}^2$	479	11,34	0,567	3,69	8 Φ 8	4,02
Gối F	M_y	$\frac{1}{16} 0,090 . 742 . \overline{5,4}^2 + \frac{1}{24} . 0,165 . 742 . \overline{5,4}^2$	271	6,42	0,321	2,09	8 Φ 8	4,02

Tấm sàn gối lên tường tính như gối tự do

Cốt thép chọn 6 cây trong 1m

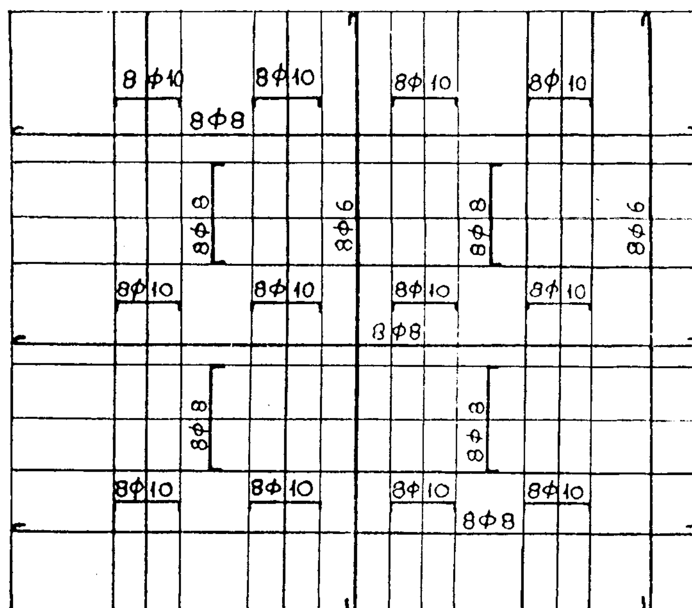
Bố trí cốt thép theo hình bên.

Thép mũ ở gối ăn sang mỗi bên một phần tư nhịp.

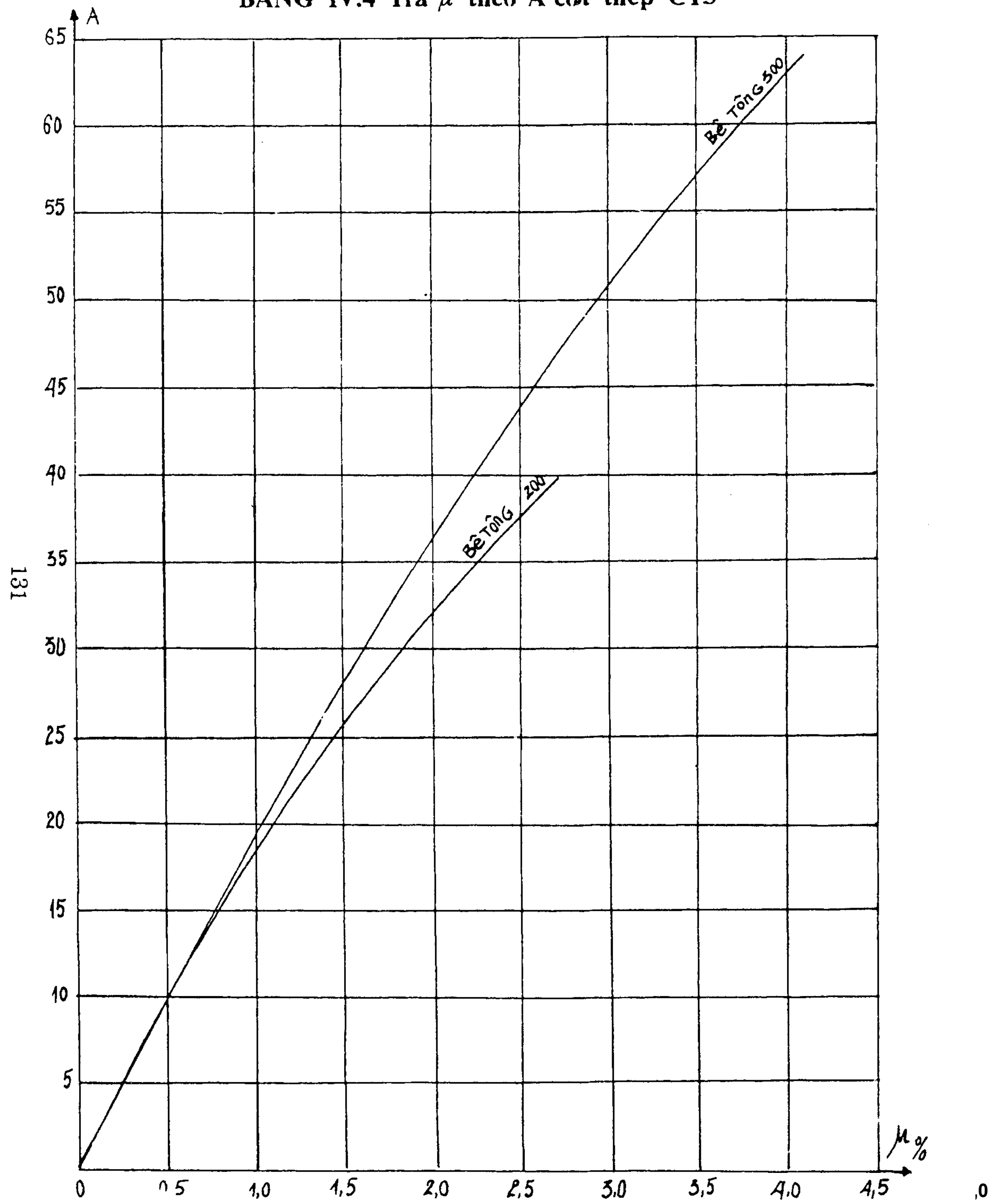
Riêng móc của thép mũ bẻ 90^o còn lại đều bẻ móc 180^o.

Sau khi bố trí thép, tiến hành đánh số, tính chiều dài, lập bảng thống kê tính ra chiều dài từng loại, trọng lượng từng loại và toàn bộ.

Chú ý những cây sắt cấu tạo đỡ thép mũ tăng cường ở gối.


8 ϕ10
8ϕ10
8ϕ10
8ϕ10
8ϕ8
8ϕ8
8ϕ6
8ϕ8
8ϕ6
8ϕ10
8ϕ10
8ϕ10
8ϕ10
8ϕ8
8ϕ8
8ϕ8
8ϕ10
8ϕ10
8ϕ10
8ϕ10
8ϕ8

BẢNG IV.4 Tra μ theo A cốt thép CT3



BẢNG IV.5 Thép tròn

Φ mm	TRỌNG LƯỢNG g/m	TIẾT DIỆN THEO SỐ CÂY F m.m²										Φ m.m
		1Φ	2Φ	3Φ	4Φ	5Φ	6Φ	7Φ	86Φ	9Φ	10Φ	
4	98	13	25	38	50	63	76	88	100	117	126	4
5	153	20	39	59	78	98	118	140	157	180	196	5
6	220	28	56	85	113	141	170	198	226	252	282	6
7	300	38	77	115	154	192	213	273	308	351	384	7
8	392	50	100	151	201	251	301	350	402	450	502	8
9	496	64	127	191	254	318	382	448	508	576	636	9
10	612	79	157	236	314	393	471	553	628	707	785	10
11	740	95	190	285	380	475	570	665	760	855	950	11
12	881	113	226	339	452	565	679	791	905	1017	1131	12
13	1034	133	265	398	531	664	796	924	1062	1188	1327	13
14	1199	154	308	462	616	770	924	1078	1232	1386	1539	14
15	1377	177	353	530	707	884	1060	1232	1414	1584	1767	15
16	1568	201	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1809	2011	16
17	1768	227	454	681	908	1135	1382	1589	1816	2048	2270	17
18	1983	254	509	763	1018	1272	1526	1778	2036	2286	2545	18
19	2209	284	567	851	1134	1418	1702	1981	2268	2547	2835	19
20	2448	314	628	942	1257	1571	1884	2198	2514	2826	3142	20
21	2698	346	693	1039	1385	1732	2078	2422	2770	3114	3464	21
22	2962	380	760	1140	1521	1901	2281	2660	3041	3420	3801	22
23	3257	415	831	1245	1662	2077	2493	2905	3324	3735	4155	23
24	3225	452	905	1357	1810	2262	2714	3164	3619	4068	4524	24
25	3824	491	982	1473	1963	2454	2946	3430	3927	4410	4909	25
26	4136	531	1062	1593	2124	2655	3186	3717	4247	4779	5310	26
27	4461	573	1145	1718	2290	2863	3435	4004	4580	5148	5726	27
28	4797	616	1231	1847	2463	3079	3694	4305	4926	5525	6158	28
29	5146	660	1321	1981	2642	3302	3962	4620	5284	5940	6605	29
30	5507	707	1414	2121	2827	3534	4241	4941	5655	6354	7068	30

31	5880	755	1509	2264	3019	3774	4529	5278	6038	6786	7548	31
32	6266	804	1608	2415	3217	4021	4826	5628	6434	7236	8042	32
33	6664	855	1711	2566	3421	4276	5132	5985	6842	7695	8553	33
34	7074	908	1816	2724	3632	4540	5448	6356	7263	8172	9079	34
35	7496	962	1924	2886	3848	4811	5773	6734	7697	8658	9621	35
36	7930	1018	2036	3054	4072	5090	6107	7126	8143	9162	10179	36
37	8377	1075	2150	3226	4301	5376	6451	7504	8602	9648	10752	37
38	8836	1134	2268	3402	4536	5670	6804	7938	9073	10206	11341	38
39	9307	1194	2389	3584	4778	5973	7168	8358	9557	10746	11946	39
40	9791	1256	2513	3770	5026	6283	7540	8792	10053	11304	12566	40
41	10280	1320	2641	3961	5281	6601	7922	9290	10562	11880	13203	41
42	10794	1385	2771	4156	5542	6927	8312	9695	11083	12465	13854	42
43	11314	1452	2904	4356	5809	7261	8713	10164	11618	13068	14522	43
44	11846	1520	3041	4561	6082	7603	9123	10640	12164	13680	15205	44
45	12391	1590	3181	4771	6362	7952	9542	11130	12723	14316	15904	45
46	12948	1662	3324	4986	6648	8310	9971	11634	13295	14958	16619	46
47	13517	1735	3470	5205	6940	8675	10409	12145	13879	15615	17349	47
48	14098	1809	3619	5429	7238	9084	10858	12663	14477	16281	18168	48
49	14692	1886	3771	5657	7543	9428	11314	13195	15086	16955	16857	49
50	15296	1963	3927	5890	7854	9817	11781	13744	15708	17667	19635	50

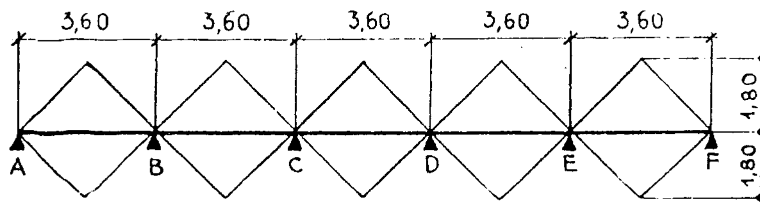
IV.3. TÍNH DẦM BÊTÔNG CỐT THÉP

Dầm bêtông cốt thép là bộ phận chủ yếu đỡ sàn nhà nên được tính toán rất chặt chẽ. Nếu đối với sàn nhà chiều dầy cho phép từ $\frac{1}{40}$ đến $\frac{1}{50}$ chiều dài sàn, thì đối với dầm chiều cao cho phép từ $\frac{1}{8}$ đến $\frac{1}{12}$ chiều dài và tỷ lệ cao/rộng của dầm là 2 đến 2,5 đối với mặt cắt chữ nhật, 2,5 đến 3 đối với mặt cắt hình T.

Đối với sàn thường không xét lực cắt Q vì thường nếu chịu được moment uốn M thì chắc chắn chịu được lực cắt Q Nhưng đối với dầm phải xét lực cắt Q - nhất là đối với các dầm ngắn ⁻ để tính cốt đai, cốt xiên. Trong nhiều kết cấu quan trọng còn phải vẽ biểu đồ vật liệu bao biểu đồ moment để xác định điểm cắt cốt thép cho chính xác.

Thí dụ IV.2.

Tính dầm 5 nhịp $3^{m},6$ của sàn hội trường ở thí dụ 5.1 trong phần sàn.



Chọn dầm 20 x 40 (chiều cao bằng $\frac{1}{9}$ nhịp)

Tải trọng bản thân trừ sàn : 2 x 3,2 x 25 x 1,1 = 176 *kg/m*

Tải trọng sàn truyền vào hai bên theo dạng tam giác, nên được nhân thêm hệ số 0,625

$q_{sàn}$ = 0,625 x 3,6 x 742 = 1670 *kg/m*

Tải trọng tính toán là q = 1846 *kg/m*.

Tra bảng tính sẵn cho dầm liên tục 5 nhịp

Vị trí	Công thức $\alpha \quad q \quad l^2$	M (kgm)	Vị trí	Công thức $\beta \quad q \quad l$	Q (kg)
M_1	0,078 . 1846 . $3,6^2$	1866	Q_{AB}	0,395 . 1846 . 3,6	2625
M_2	0,033 . 1846 . $3,6^2$	790	Q_{BA}	0,605 . 1846 . 3,6	4021
M_3	0,046 . 1846 . $3,6^2$	1100	Q_{BC}	0,526 . 1846 . 3,6	3496
M_B	- 0,105 . 1846 . $3,6^2$	– 2512	Q_{CB}	0,474 . 1846 . 3,6	3150
M_C	- 0,079 . 1846 . $3,6^2$	– 1890	Q_{CD}	0,500 . 1846 . 3,6	3323

Tính cốt thép dọc :

$$h_o = h - 3,5 = 40 - 3,5 = 36,5\ cm$$

$$bh_o = 20 \times 36,5 = 730;\ bh_o^2 = 26.645\ cm^3$$

Chọn bêtông 200 và cốt thép CT3.

với $A = \dfrac{M}{bh_o^2}$ ta tra ra μ và tính $F_a = \mu \dfrac{bh_o}{100}$ và chọn cốt thép theo bảng sau :

Vị trí	M	A	μ	F_a	chọn	F_a chọn
Nhịp 1	1866	7,00	0,35	2,56	2Φ14	3,08
Nhịp 2	790	2,96	0,15	1,10	2Φ12	2,26
Nhịp 3	1100	4,13	0,21	1,54	2Φ12	2,26
Gối B	-2512	9,43	0,47	3,44	2Φ16	4,02
Gối C	-1890	7,10	0,36	2,63	2Φ14	3,08

Tính cốt đai và cốt xiên :

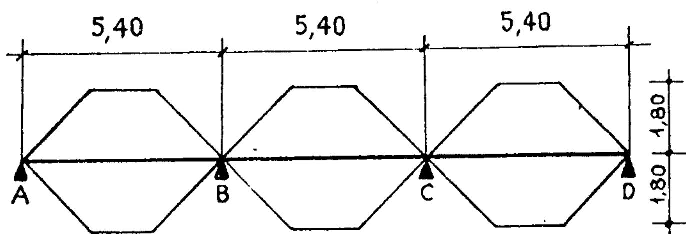
$$Q_b = R_k.bh_o = 6,4.730 = 4672\ kg$$

Lớn hơn tất cả các lực cắt ở trên cho nên không cần thép xiên và thép đai bố trí theo cấu tạo $\phi 6$ a 200.

Khi bố trí cốt thép chú ý là cốt thép ở gối ăn sang mỗi bên $\frac{1}{3}$ nhịp.

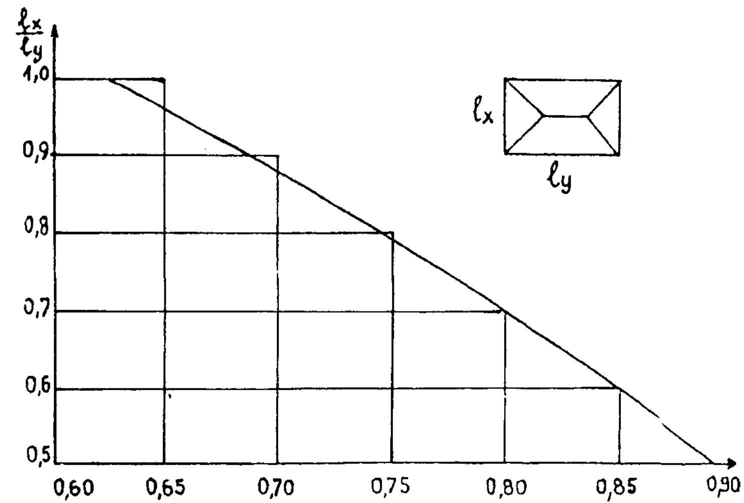
Thí dụ IV.3.

Tính dầm 3 nhịp 5,4*m* của thí dụ IV.1.



vẫn chọn dầm 20 x 40 cho đồng cỡ

Tải trọng ở đây hình thang được quy đổi ra tải trọng đều theo biểu đồ sau :



Với $\frac{l_x}{l_y} = \frac{3,6}{5,4} = 0,666.$ $\xi = 0,82$

Tải trọng tính toán của dầm bằng

$$q = 0,82 \times 3,6 \times 742 + 176 = 2366\ kg/m$$

Tra bảng tính sẵn cho dầm liên tục 3 nhịp.

Vị trí	Công thức			M kgm	Vị trí	Công thức			Q kg
	α	q	l^2			β	q	l	
M_1	0,080	2366	. $5,4^2$	5519	Q_{AB}	0,4.	2366.	5,4	5110
M_2	0,025	2366	. $5,4^2$	1725	Q_{BA}	0,6.	2366.	5,4	7666
M_B	0,100	2366	. $5,4^2$	6900	Q_{BC}	0,5.	2366.	5,4	6388

Tính cố thép dọc : vẫn lấy $h_o = 36,5\ cm$

$bh_o = 730\ cm^2$; $bh_o^2 = 26.645\ cm^3$

Vị trí	M	A	μ	F_a	chọn	F_a chọn
Nhịp 1	559	20,72	1,120	8,18	4Φ 16	8,04
Nhịp 2	175	6,48	0,324	2,37	2 Φ 16	4,02
Nhịp 3	690	25,90	1,455	10,62	4 Φ 18	10,18

Tính cố đai và cốt xiên :

Q_b theo tính toán trên bằng 4672 kg đều nhỏ hơn các lực cắt trên, có nghĩa là bêtông không đủ chịu, phải tính cốt đai.

Chọn đai $\phi 6$ a 200 thì $q_x = 47,5$

và tra bảng ở trên $Q_{xb} = 8700$, lớn hơn tất cả các lực cắt ở trên cho nên không cần cốt xiên.

Thí dụ V.4.

Tính dầm một nhịp 4m chịu tải đều q = 7000 kg/m

Ta có $$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{700 \times 16}{8} = 14000\ kgm$$

$$Q = 7000 \times 2 = 14000\ kg$$

Chọn dầm 20 x 50 đặt hai hàng cốt thép CT3, bêtông số hiệu 200.

$h_o = 50 - 6 = 44$; $bh_o = 20 \times 44 = 880$

$bh_o^2 = 20 \times 44^2 = 38720$

$$A = \frac{M}{bh_o^2} = \frac{14000}{387,2} = 36,16$$

Tra ra $\mu = 2,26$

$$F_a = 2,26 \times 8,8 = 19,89\ cm^2$$

Chọn : 8 ϕ 18 $F_a = 20,36\ cm^2$

Tính cốt đai và cốt xiên :

$$Q_b = 6,4 \times 20 \times 44 = 5632\ kg < 14000\ kg$$

Chọn đai đơn $\phi 8$ a 200, $f_x = 0,50$

$$q_x = \frac{0,8 \times 2100 \times 0,5 \times 2}{20} = 84$$

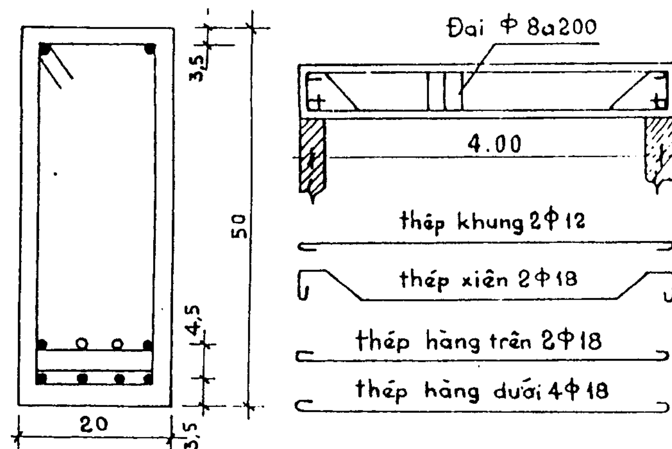
$$Q_{xb} = \sqrt{0,6 . 80 . 38720 . 84} = 12495\ kg$$

nhỏ hơn Q = 14000 nên phải tính cốt xiên.

$$F_0 = \frac{Q - Q_{xb}}{m_{11}m_aR_a\sin\alpha} = \frac{14000 - 12495}{1680 \times 0,707} = 1,27\ cm^2$$

Lấy 2 cây thép dọc $\phi 18$ uốn xiên lên

Bố trí cốt thép cho dầm như sau :



IV.3.1. BỐ TRÍ THÉP TRONG DẦM

Bố trí thép trong dầm phải theo quy định sau :

Khoảng cách giữa thép và lớp bảo hộ không được nhỏ hơn 25*mm* hoặc đường kính cốt thép (trong trường hợp ϕ lớn hơn 25).

Số thép dọc uốn xiên không được quá một nửa số thép.

Số thép tối đa có thể bố trí như sau :

Dầm rộng 10: $2\phi 12$ = $2{,}16 cm^2$

Dầm rộng 15: $2\phi 33$ = $17{,}11 cm^2$; $3\phi 16$ = $6{,}03 cm^2$

Dầm rộng 20: $3\phi 30$ = $21{,}21 cm^2$; $4\phi 19$ = $11{,}34 cm^2$

Dầm rộng 25: $4\phi 28$ = $24{,}63 cm^2$; $5\phi 22$ = $19{,}01 cm^2$; $6\phi 12$ = $6{,}79 cm^2$

Dầm rộng 30: $4\phi 35$ = $38{,}48 cm^2$; $5\phi 27$ = $28{,}63 cm^2$; $6\phi 21$ = $20{,}78 cm^2$

IV.3.2. BẢNG M (KGM) KHỐNG CHẾ ĐỐI VỚI DẦM

Dầm b × h	Bêtông 200CT3			Bêtông 300CT3		
	M_{min}	$M_{hợp\ lý}$	M_{max}	M_{min}	$M_{hợp\ lý}$	M_{max}
10 × 20	82	681	784	109	1089	1254
10 × 25	139	1156	1444	185	1849	2310
15 × 30	316	2633	3456	421	4213	5530
15 × 40	600	5000	6936	800	8000	11098
20 × 40	800	6661	9248	1066	10658	14797
20 × 50	1297	10811	15488	1730	17298	24781
25 × 50	1621	13514	19360	2162	21622	30976
25 × 60	2394	19951	29160	3192	31922	46656
30 × 60	2873	23942	34992	3831	38307	55987
30 × 75	4601	38342	57132	6135	61347	91411

IV.3.3. BẢNG TRA HÀM LƯỢNG M (%) CHO BÊTÔNG SỐ HIỆU 300, CỐT THÉP CT3

A	μ	A	μ	A	μ	A	μ	A	μ
1,60	0,08	18,08	0,91	32,48	1,75	45,12	2,59	55,84	3,43
3,20	0,15	19,36	0,99	33,76	1,83	46,24	2,67	56,64	3,51
4,80	0,23	20,80	1,07	35,04	1,91	47,20	2,74	57,74	3,58
6,24	0,31	22,24	1,14	36,16	1,98	48,16	2,82	58,40	3,66
7,68	0,38	23,52	1,22	37,44	2,06	49,44	2,90	59,20	3,73
9,28	0,46	24,80	1,30	38,56	2,13	50,24	2,97	60,00	3,81
10,72	0,53	26,24	1,37	39,68	2,21	51,20	3,05	60,80	3,89
12,32	0,61	27,52	1,45	40,80	2,29	52,16	3,12	61,60	3,96
13,60	0,69	28,80	1,52	41,92	2,36	53,12	3,20	62,40	4,04
15,20	0,76	30,08	1,60	43,04	2,44	53,92	3,28	63,04	4,11
16,64	0,84	31,36	1,68	44,00	2,51	54,88	3,35	64,00	4,19

Thí dụ IV.5.

Tính dầm cốt thép kép chịu M = 18000 *kgm*, bêtông 200, cốt thép CT3.

Ta chọn dầm 20 x 50 đặt hai hàng cốt thép

$h_o = h - 6 = 50 - 6 = 44$ *cm*.

Tra bảng IV.3.2 ta thấy dầm cốt thép đơn chỉ chịu được M_{max} = 15.488 *kgm*. Như vậy phải tính theo cốt thép kép.

$bh_o = 20 \cdot 44 = 880$; $bh_o^2 = 20 \cdot 44^2 = 38720$

$$A = \frac{M}{bh_o^2} = \frac{1800000}{38720} = 41,32 > A_{max} = 40$$

Cốt thép chịu nén :

$$F_a = \frac{M - 0,4 . R_u . bh_o^2}{m_a R_a (h_o - a')} = \frac{1800000 - 0,4.100.38720}{2100.40,5}$$

$$= 2,96\ cm^2 \quad \text{chọn } 2\phi 14 = 3,08\ cm^2$$

$$F_a = 0,55 \frac{R_u}{m_a R_a} bh_o + F_a = 0,55 \frac{100}{2100} 880 + 3,08$$

$$= 26,13\ cm^2 \quad \text{chọn } 6\phi 25 = 29,45\ cm^2$$

Nếu moment uốn là 15000 *kgm* thì chỉ cần tính cốt thép đơn theo

$A = 38,74$, tra bảng ra $\mu = 2,5$

$F_a = 2,5 \times 8,8 = 22\ cm^2$ chọn $6\phi 22 = 22,81\ cm^2$

Việc tính cốt thép cho dầm chữ nhật đã được lập thành chương trình mẫu DAMBTCT5

Khi biết moment uốn M, chọn dầm b, h_o cũng như $F_{a'}$, a', R_u, R_a, $R_{a'}$.

Nhập các số liệu này vào máy sẽ cho F_a.

```
Program   DAMBTCT5;
Const        Aomax = 0.4; Alfamax = 0.55;
Var       M, b, ho, an, Ru, Ra, Ran, Fan : real;
          Ao, Ao1, Alfa, Alfa 1, c, Gama, Fa, Fa1 : real;
```

```
Begin
            writeln ('Tinh Fa, dam chu nhat') :
            Write ('nhap M, b, ho, an, Ru, Ra, Ran, Fan =');
            readln (M, b, ho, an, Ru, Ra, Ran, Fan);
            Ao : = M/(Ru*b*Sqr(ho));
            c : = 2*an/ho;
            Alfa : = 1 – Sqrt (1 – 2*Ao);
    begin
    if Ao < Aomax then
            begin
                Gama : = 1 – 0,5*Alfa;
                Fa : = M/(Ra*Gama*ho);
            end;
    if Ao > = Aomax then
            begin
                Fa1 : = (M – Aomax*Ru*b*Sqr(ho))/(Ran*(ho – an));
                Ao1 : = (M – Ran*Fa1*(ho – an))/(Ru*b*Sqr(ho));
                AlFa1 : = 1 – Sqrt (1 – 2*Ao1);
                if Fan < 1 . 2*Fa1 then
                    Fa : = Alfamax*Ru*b*ho/Ra + Fan else
                    begin
                        if Alfa < = c then
                            Fa : = M/(Ra*Gama*ho) else
                            begin if Alfá < = c then
                                Fa : = M/(Ra*(ho – an)) else
                                Fa : = Alfa*Ru*b*ho/Ra + Fan;
                            end;
                        end;
                    end;
                    writeln ('Fa =', Fa);
                    readln;
            end
    End
```

Thí dụ IV.6.

Tính dầm T chịu uốn.

M = 20000 *kgm*

Bêtông 200 thép CT3.

Kiểm tra

$$M_b = R_u \cdot B_n \cdot h_n \left(h_o - \frac{h_n}{2}\right)$$

với dầm có h_o = 44 *cm*

$$M_b = 100 \cdot 40 \cdot 10 \cdot 39 = 15600 < M$$

Trục trung hòa ở dưới bụng, tính cho dầm T

$$M_{CB} = 0{,}8 \cdot R_u \cdot (b_n - b)\, h_n \left(h_o - \frac{h_n}{2}\right)$$

$$= 0{,}8 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 10 \cdot 39 = 624000 \; kgcm$$

$$F_{a2} = \frac{M_{CB}}{m_a R_a \left(h_o - \frac{h_n}{2}\right)} = \frac{624000}{2100 \cdot 39} = 7{,}62$$

$$M_1 = M - M_{CB} = 20000 - 6240 = 13760 \; kgm$$

$$A_1 = \frac{M_1}{bh_o^2} = \frac{1376000}{20.44^2} = 35{,}54 \text{ tra ra } \mu_1 = 2{,}20$$

$$F_{a1} = 2{,}2 \times 8{,}8 = 19{,}36 \;;$$

$$F_a = F_{a1} + F_{a2} = 26{,}98\ cm^2$$

Chọn $6\phi25 = 29{,}45\ cm^2$

* Nếu M = 15000 *kgm*, trục trung hòa trên cánh

$$b_n h_o = 40\ .\ 44 = 1760 \quad ; \quad b_n h_o^2 = 77440$$

$$A = \frac{1500000}{77440} = 19{,}40 \quad \text{tra ra} \quad \mu = 1{,}04$$

$$F_a = 1{,}04 \times 17{,}60 = 18{,}31.$$

Chọn $6\phi20 = 18{,}84\ cm^2$

* Bài toán dầm T chịu uốn cũng đã được lập trình cho máy vi tính theo chương trình mẫu DAMBTCT6

```
Program   DAMBTCT6;
Const        Aomax = 0,4; alfamax = 0 . 55;
Var       M, b, bc, ho, an, Ru, Ra, Ran, Fanc : real;
          Mn, Mcb, Ao, Ao1, Acb, alfa, alfa 1, alfa cb, gama, Fa, Fan, c : real;
Begin
          writeln ('Tinh Fa dam chu T');
          Write ('nhap M, b, bc, ho, hc, an, Ru, Ra, Ran, Fanc =');
          Readln (M, b, bc, ho, hc, an, Ru, Ra, Ran, Fanc);
          Mcb : = 0 . 8*Ru*(bc - b)*(ho - hc/2);
          Acb : = Mcb/(Ru*bc*Sqr(ho));
          Alfacb : = 1 - Sqrt (1 - 2*Acb);
          Fan : = (M - (Aomax + Acb)*Ru*b*Sqr(ho))/(Ran*(ho - an));
          c : 2*an/ho;
   Begin
   if Fan > 0 then
          Mn : = Aomax*Ru*b*Sqr(ho) + Ran*Fan*(ho - an);
   Begin
          if M > Mn then
```

```
        Ao1 : = (M – Ran*Fan*(ho – an))/(Ru*b*Sqr(ho));
        Ao : = Ao1 – Acb;
        alfa : = 1 – Sqrt (1 – 2*Ao);
        Fa : = (alfa + alfacb)*Ru*b*ho/Ra + Fan;
if M < = Mn then
        Ao : = M/(Ru*bc*Sqr(ho));
Begin
if Ao < Aomax then
        alfa : = 1 – Sqrt (1 – 2*Ao);
        gama : = 1 – 0 . 5*alfa;
        Fa : = M/(Ra*gama*ho);
if Ao > = Aomax then
        Fan : = (M – Aomax*Ru*bc*Sqrt(ho))/(Ran*(ho – an));
Begin
if Fan < (Fanc/1 . 2) then
        Fa : = (alfamax*Ru*bc*ho/Ra) + Fan else
        alfa : = 1 – sqrt (1–2*Ao)
End;
Begin
if alfa > c then
        Ao1: = (M – Ran*Fan*(ho – an))/(Ru*bcsqr(ho));
        alfa1 : = 1 – Sqrt (1 – 2*Ao1)
End;
Begin
if alfa < c then
        Fa : = M/(Ra*(ho – an)) else
        Fa : = (alfa*Ru*bc*ho/Ra) + Fan;
End;
if alfa < = c then
Begin
        gama : = 1 – 0 . 5*alfa;
        Fa : = M/(Ra*gama*ho);
End;
End;
        Writeln ('Fa =', Fa);
```

```
            Readln;
            End;
    End;
End.
```

Bảng IV.6. dầm liên tục

DẦM 2 NHỊP

Sơ đồ dầm	M_1	M_2	M_3	Q_{AB}	Q_{BA}
① q ② ℓ B ℓ	0,070 0,025	0,070 0,096	– 0,125	0,375 0,437	0,625 0,563
P	0,156 0,203	0,156 – 0,047	– 0,188	0,312 0,406	0,688 0,594
P	0,222 0,278	0,222 – 0,056	– 0,333	0,667 0,833	1,333 1,167
B	0,266 0,383	0,266 – 0,117	– 0,496	1,042 1,266	1,958 1,734

DẦM 3 NHỊP

Sơ đồ dầm	M_1	M_2	M_B	Q_{AB}	Q_{BA}	Q_{BC}
(1) q (2); A ℓ B ℓ C ℓ D	0,080 0,101 – 0,025	0,025 – 0,050 0,075	– 0,100 – 0,117	0,400 0,450	0,600 0,617	0,500 0,583
P	0,175 0,213 – 0,038	0,100 – 0,075 0,175	– 0,150 – 0,175	0,350 0,425	0,650 0,675	0,500 0,625
P	0,244 0,289 – 0,044	0,067 – 0,133 0,200	–0,267 – 0,311	0,733 0,866	1,267 1,311	1,000 1,222
P	0,313 0,406 – 0,094	0,125 – 0,188 0,313	– 0,375 – 0,437	1,125 1,313	1,875 1,938	1,500 1,812

$M = \alpha q l^2$
$Q = \beta q l$

DẦM 4 NHỊP

$M = \alpha P l$
$Q = \beta P$

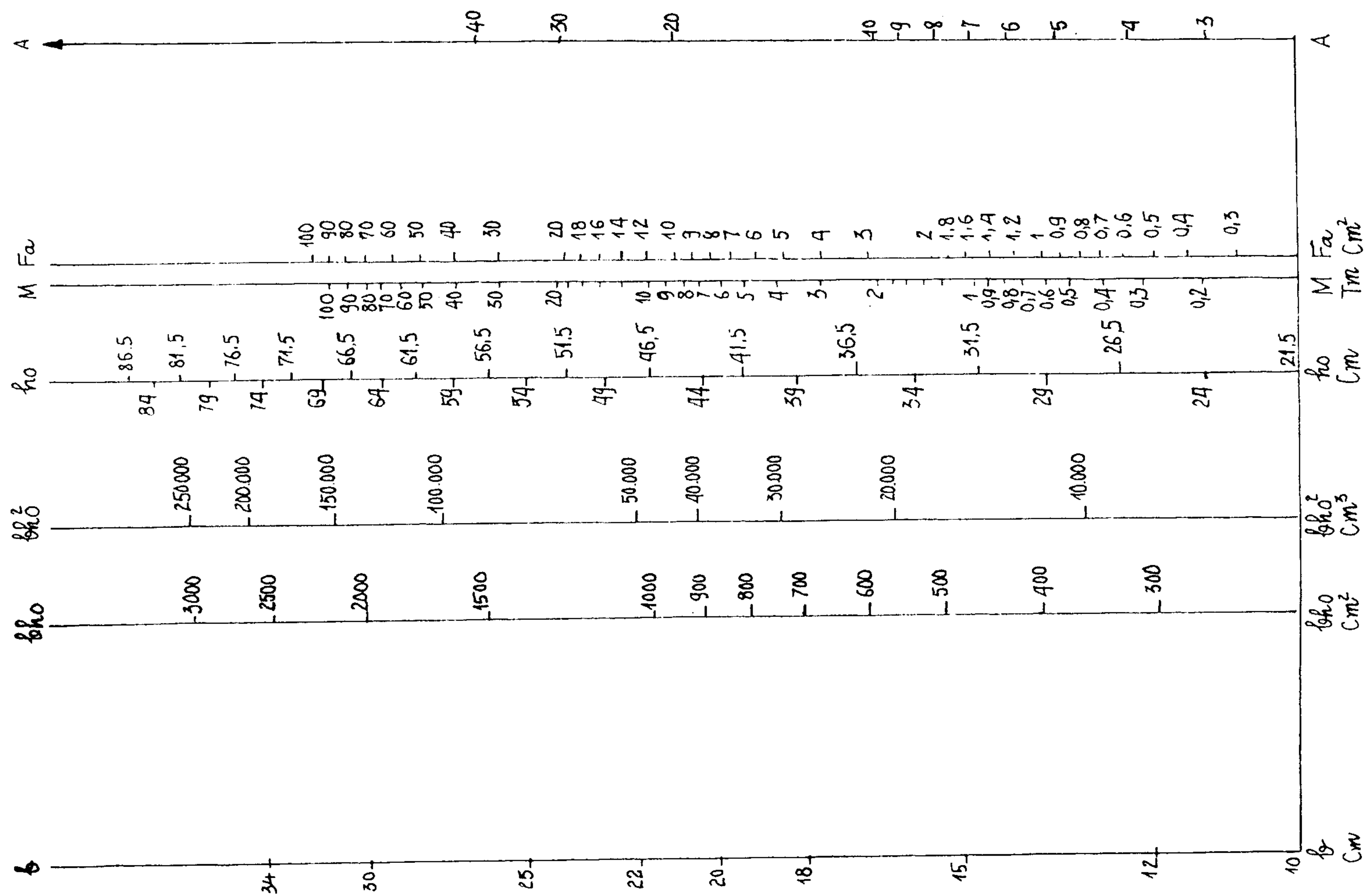
Sơ đồ dầm	M_1	M_2	M_3	M_4	M_B	M_C	Q_{AB}	Q_{BA}	Q_{BC}	Q_{CB}
	0,077	0,036	0,036	0,077	−0,107	−0,071	0,393	0,607	0,536	0,464
	0,100	−0,045	0,081	−0,023	−0,121	−0,107	0,446	0,620	0,603	0,571
	0,169	0,116	0,116	0,169	−0,161	−0,107	0,339	0,661	0,553	0,447
	0,210	−0,067	0,183	−0,040	−0,181	−0,161	0,420	0,681	0,654	0,607
	0,238	0,111	0,111	0,238	−0,286	−0,191	0,714	1,286	1,095	0,905
	0,286	−0,111	0,222	−0,048	−0,321	−0,286	0,857	1,321	1,274	1,190
	0,299	0,165	0,165	0,299	−0,402	−0,268	1,098	1,902	1,634	1,366
	0,400	−0,167	0,333	−0,101	−0,452	−0,402	1,299	1,952	1,885	1,768

$M = \alpha q l^2$
$Q = \beta q l$

DẦM 5 NHỊP

$M = \alpha P l$
$Q = \beta P$

Sơ đồ dầm	M_1	M_2	M_3	M_B	M_C	Q_{AB}	Q_{BA}	Q_{BC}	Q_{CB}	Q_{CD}
	0,078	0,033	0,046	−0,105	−0,079	0,395	0,605	0,526	0,474	0,500
	0,100	−0,046	0,086	−0,119	−0,111	0,447	0,620	0,598	0,576	0,591
	−0,026	0,079	−0,040							
	0,171	0,112	0,132	−0,158	−0,118	0,342	0,658	0,540	0,460	0,500
	0,211	−0,069	0,191	−0,179	−0,167	0,421	0,679	0,647	0,615	0,637
	−0,039	0,181	−0,059							
	0,240	0,100	0,122	−0,281	−0,211	0,719	1,281	1,070	0,930	1,000
	0,287	−0,117	0,228	−0,319	−0,297	0,860	1,319	1,262	1,204	1,243
	−0,047	0,216	−0,105							
	0,302	0,155	0,204	−0,395	−0,296	1,105	1,895	1,599	1,401	1,500
	0,401	−0,173	0,352	−0,449	−0,417	1,302	1,949	1,867	1,787	1,841
	−0,099	0,327	−0,148							



Bảng IV.7. A-bác tính dầm bêtông 200 thép CT3

Nối b và h_o có bh_o và bh_o^2. Nối bh_o^2 và M có A. Nối A và bh_o có F_a

Vẫn các số liệu như trên :

Đầu tiên xét :

$$\frac{N}{m.R_u.bh_o} = \frac{155000}{100 \times 50 \times 70} = \frac{155}{350} = 0{,}44 < 0{,}55$$

Tính theo trường hợp 1 :

$$F_a = F'_a = \frac{N}{m.m_aR_a}\left[\frac{e - h_o\left[1 - 0{,}5\frac{N}{mR_ubh_o}\right]}{h_o - a'}\right]$$

$$F_a = F'_a = \frac{155}{2{,}1}\left[\frac{66{,}5 - 7 - [1 - 0{,}5.0{,}44]}{65}\right]$$

$$F_a = F'_a = 13{,}52\ cm^2 \quad \text{chọn } 4\phi22 = 15{,}21\ cm^2$$

Rõ ràng cốt thép đối xứng tốn hơn nhưng cột làm việc tốt hơn.

Bài toán cột chịu nén lệch tâm đã được lập trình cho máy vi tính theo chương trình sau :

COTCTODX cho cột cốt thép không đối xứng.

COTCTDX cho cột cốt thép đối xứng.

IV.4.4. NÉN LỆCH TÂM, CỐT THÉP KHÔNG ĐỐI XỨNG

```
Program   COTCTODX;
Var       N, M, b, ho, lo, an Ru, Ra : real;
          eo, e, F, G, K, Lamda, t, mc, neta, Fan, Fa : real;
Begin
          Writein (Tinh cột cốt thép không đối xứng);
```

```
            Write (nhập N, M, b, h, ho, lo, an, Ru, Ra =);
            Readin (N, M, h, ho, lo, an, Ru, Ra);
            F : = b*h;
            Lamda : = lo/h;
            K : 0,2*b* ho/100;
            Writein (K = K');
    Begin
            if   F < = 3000 then
                 mc : = 0,8 else
                 mc : = 1/(1 - (N*sqr (lamda))/ (400*mc*Ru*F));
                 Writein (neta = neta);
            Begin
                 eo : = neta* M/N;
                 e : = eo + 0,5*h - an;
                 t : = eo/ho;
                 Writein (t = t');
                 G : = (N* e/mc - 0,4*Ru*b*sqr (ho)) / (Ra* (ho - an));
                 Begin if G  = K
                          then Fan : = G
                          else Fan : = K;
                 end;
                 Writein ('Fan = ',Fan):
            End;
            Begin
                 if t > 0,3 then Fa : = ((0,55*Ru*b*ho) - (N/mc)) / (Ra) + Fan
                 else if t > 0,15 then Fa : = K
                 else if t < = 0,15 then
                 if Fan > K  then Fa : = Fan
                               else Fa : = K;
            End;
    End;
    Writein (Ka = Fa);
    Readin;
End.
```

IV.4,5. NÉN LỆCH TÂM, CỐT THÉP ĐỐI XỨNG

```
Program   COTCTDX;
Var       N, M, b, ho, lo, an, RU, Ra : real;
          A, c, d, f, g, eo, e, lamda, muy, neta, Fa, Fan, mc : real;
Begin
          Writein (Tính cột cốt thép đối xứng);
          Write (nhap N, M, b, h, ho, lo, an, Ru, Ra = );
          Readin (N, M, b, h, ho, lo, an, Ru, Ra);
          F : = b*h; Lamda : = lo/h; g : = 2*an/ho;
          if f < 3000 then
             mc : = 0,8 else
             mc : = 1,0;
             Writein (mc = mc);
          Begin
          if  lamda < = 10 then
             neta : = 1,0 else
             nets : = 1 / (1 – (N*sqr (lamda) / (400*mc*Ru*F)));
             writein (neta = neta);
          End;
Begin
   eo : = neta* M/N;
   e : = eo + 0,5*h – an;
   c : = g* (ho–an) / e;
   d : = N / (mc*Ru*b*ho);
if d  = 0,55 then
   Fa : = (N* e/mc – 0,4*Ru*b* sqr (ho)) / (Ra* (ho));
End;
Begin
if d < c then
   muy : = 20.885* muy–2 . 143* sqr (muy);
   Fa : = (N* e / mc – A*b* sqr (ho)) / )Ra* (ho–an));
if d > c then
   Begin if d < = g then
      Fa : = (N / (mc*Ra))* (e / (ho–an) – 1) else
      Fa : = (N / (mc*Ra))* (e – ho* (1 – 0,5* d) / (ho-
   End;
End;
Writein (Fa = Fan = Fa);
Readin;
End
```

CHƯƠNG V

TÍNH KẾT CẤU TƯỜNG

V.1. TÍNH KẾT CẤU GẠCH ĐÁ

Đối với kết cấu gạch đá, phải tính cả hai mặt : cường ộ và ổn định.

.1.1. CƯỜNG ĐỘ KẾT CẤU GẠCH ĐÁ

Cường độ chịu nén R_n kg/cm^2 thể xây gạch đá theo từng ớp dầy 5 đến 15 cm.

Số hiệu gạch đá	Số liệu vữa							
	100	75	50	25	10	4	2	0
300	33	30	28	25	22	18	15	12
200	27	25	22	18	16	14	13	10
150	22	20	18	15	13	12	10	8
100	18	17	15	13	10	9	8	6
75	15	14	13	11	9	7	6	5
50	13	11	10	9	7	6	5	3,5
35	10	9	8	7	6	4,5	4	3

Ghi chú : Thể xây bằng vữa xi măng, vữa nhẹ hoặc vữa ôi chưa đủ 3 tháng thì cường độ giảm đi 15%.

Cường độ chịu uốn, chịu kéo (kg/cm^2) của thể xây gạc đá theo từng lớp 5 đến 15 cm.

Số hiệu vữa	Kéo trục tâm R_k		Kéo do uốn R_u		Cắt R_c	Kéo chính R_{xc}
	Theo mạch		Theo mạch		Theo mạch thẳng	Theo mạch bình thường
	Thẳng	Răng cưa	Thẳng	Răng cưa		
100–50	0,8	1,6	1,2	2,5	1,6	1,2
25	0,5	1,1	0,8	1,6	1,1	0,8
10	0,3	0,5	0,4	0,8	0,5	0,4
4	0,1	0,2	0,2	0,4	0,2	0,2
2	0,05	0,1	0,1	0,2	0,1	0,1

Ghi chú : Thể xây vữa xi măng cường độ giảm 25%.

V.1.2. CÔNG THỨC TÍNH

V.1.2.1. Nén trúng tâm

$$N \leq m \,.\, m_k \varphi R_n F$$

m là hệ số mặt cắt :

$m = 1$ khi $F > 0,3\ m^2$

$m = 0,8$ khi $F \leq 0,3\ m^2$

m_k là hệ số điều kiện của vật liệu xây, đối với gạch đá số liệu ≥ 50 thì $m_k = 1$

φ là hệ số oằn dọc phụ thuộc

$$\beta_{np} = \frac{h_o}{b}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}} \text{ hoặc } \lambda_{np} = \frac{h_o}{r}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}}$$

b là bề rộng của tường trụ.

r là bán kính hồi chuyển $r = \sqrt{\frac{I}{F}}$

I là moment quán tính của tiết diện

F là diện tích của tiết diện.

h_o là độ cao tường trụ $h_o = \alpha h$

Dạng kết cấu tường trụ			
Đầu tự do $h_o = 2h$	Nhà ghép $h_o = 1,25h$	Không có giằng $h_o = 1,5h$	Có giằng $h_o = h$

BẢNG HỆ SỐ α ĐIỀU KIỆN THẾ XÂY

Thế xây	Số hiệu vữa				
	100-50	25-10	4	2	0
Xây đá vữa nặng	2000	1000	750	500	350
Xây gạch vữa nặng	1000	750	500	350	200
Xây gạch vữa nhe <1500kg/m^3	750	500	350	200	100

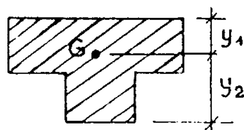
BẢNG HỆ SỐ OẰN φ THEO β_{np} HOẶC λ_{np}

β_{np}	λ_{np}	φ	β_{np}	λ_{np}	φ	β_{np}	λ_{np}	φ	β_{np}	λ_{np}	φ
4	14,0	0,99	12	42,0	0,84	22	76	0,61	38	132	0,34
5	17,5	0,98	13	45,5	0,81	24	83	0,56	40	139	0,32
6	21,0	0,96	14	49,0	0,79	26	90	0,53	42	146	0,30
7	24,5	0,94	15	52,5	0,77	28	97	0,49	44	153	0,28
8	28,0	0,92	16	56,0	0,74	30	104	0,45	46	160	0,26
9	31,5	0,90	17	59,5	0,72	32	111	0,42	48	166	0,24
10	35,0	0,88	18	63,0	0,70	34	118	0,39	50	173	0,23
11	38,5	0,86	20	70,0	0,65	36	125	0,36	52	180	0,22

V.1.2.2. Kéo trúng tâm

$$N \leq mm_kR_kF$$

ký hiệu giống như trên



V.1.2.3. Uốn

$$M \leq m.m_kR_u.W$$

ký hiệu giống như trên.

W là modul chống uốn

Hình chữ nhật $W = \frac{bh^2}{6}$

Hình phức tạp $W = \frac{I}{y_{max}}$

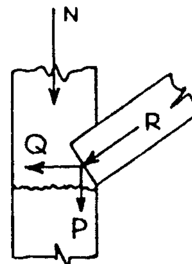
Chịu cắt khi uốn :

$$\mathbf{Q \leq m.m_k R_{kc}.b.Z}$$

Z là cánh tay đòn ngẫu lực $Z = \frac{2}{3}h$

V.1.2.4. Chịu cắt

$\mathbf{Q \leq m.m_k[R_c + 0{,}8f.\sigma_o]F}$



f là hệ số ma sát theo mạch vữa:

+ Thể xây gạch đặc f = 0,7

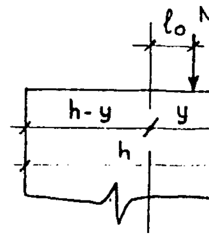
+ Thể xây gạch ống f = 0,3

σ_o là ứng suất nén $\sigma_o = 0{,}9 \frac{N}{F}$

V.1.2.5. Nén lệch tâm

a. Lệch tâm ít

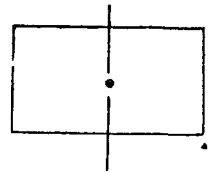
khi $\frac{e_o}{y} \le 0{,}45$ hoặc $\frac{e_o}{h} \le 0{,}224$



tiết diện bất kỳ

$$N \le \frac{m \cdot m_k \cdot \varphi \cdot R_n F}{1 + \frac{e_o}{h - y}}$$

Tiết diện chữ nhật $y = \frac{h}{2}$



Tiết diện chữ nhật

$N \le m.m_k.\varphi.R_n F.\xi$

$$\text{với } \xi = \frac{1}{1 + \frac{2e_o}{h}}$$

b. *Lệch tâm nhiều* : khi $\frac{e_o}{y} > 0{,}45$ hoặc $\frac{e_o}{h} > 0{,}224$

tiết diện bất kỳ : $N \le m.m_k\varphi_u.R_n F \sqrt[3]{\left(\frac{F_e}{F}\right)^2}$

Tiết diện chữ nhật

$$N \leq m.m_k\varphi_u.R_nF\xi \text{ với } \xi = \sqrt[3]{\left(1 - \frac{2e_o}{F}\right)^2}$$

Chú ý - Khi tổ hợp tải trọng chính :

$e_o > 0{,}7y$ phải tính toán khe nứt

$0{,}9y < e_o \leq 0{,}95y$ phải đặt cốt thép chịu kéo.

- Khi tổ hợp tải trọng phụ :

$e_o > 0{,}8y$ phải tính toán khe nứt.

$e_o > 0{,}95y$ phải đặt cốt thép chịu kéo.

Các ký hiệu trong nén lệch tâm nhiều :

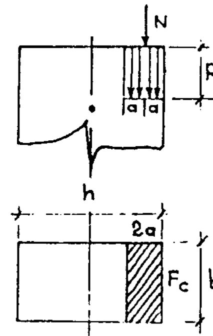
F_c diện tích hịu nén $F_c = 2ab$

φ_u hệ số oằn do nén lệch tâm.

φ hệ số oằn ọc theo $\frac{h_o}{h}$

φ_c hệ số oằn cho F_c theo $\frac{h_o}{2a}$

$$\varphi_u = \frac{\varphi + \varphi_c}{2}$$



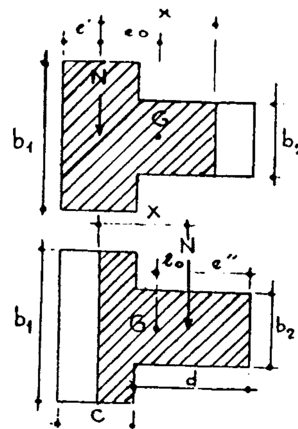
Nếu tiết diện hình T thì tính theo

$$x = \sqrt{\frac{b_1 c}{b_2}(2e' - c) + (e' - c)^2}$$

Nếu $e' \leq \frac{c}{2}$ thì $x = e'$

$$x = \sqrt{\frac{b_2 d}{b_1}(2e'' - d) + (e'' - d)^2}$$

Nếu $e'' \leq \frac{d}{z}$ thì $x = e''$



V.1.2.6. Nén cục bộ

$$N \leq m \, . \, m_k \mu \, R_{CB} \, F_{CB}$$

μ là hệ số điểm tựa :

khi lực phân bố đều $\mu = 1$

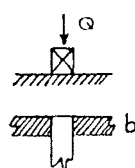
khi lực phân bố tam giác $\mu = 0{,}5$

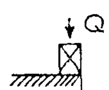
R_{CB} là cường độ chịu nén cục bộ :

$$R_{CB} = R_n \sqrt[3]{\frac{F}{F_{CB}}} \leq 2R_n$$

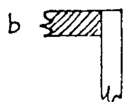
$F = bl$ — b là bề rộng tường.

l là bề dài tính toán, lấy theo :

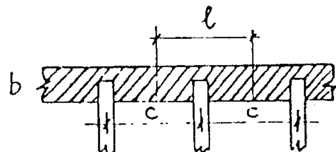




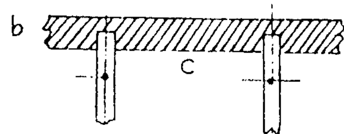
$l = a + 2b$



$l = a + b$



$l = c$ khi $c \leq 2b$



$l = 2b$ khi $c > 2b$

V.1.3. TÍNH ỔN ĐỊNH

Tính ổn định của thể xây gạch đá là khống chế chiều dài và chiều cao cho tường, trụ ổn định.

V.1.3.1. Cấp hạng nhà hiện nay quy định :

Cấp nhà	I	II	III	IV
Số năm sử dụng	100	60	40	20

V.1.2.2. Bề dài tối đa của tường : L_{ct} (m)

Khi trên đầu tường là	Cấp nhè			
	I	II	II	IV
Sàn gỗ và mái gỗ	30	24	13	12
Sàn mái bêtông lắp dựng	40	32	24	
Sàn mái bêtông đúc tại chỗ	50	40	30	

Trong các trường hợp sau phải giảm L_{ct}

1. khi áp lực gió từ 70 đến 100 kg/m^2 giảm 15 - 25%

2. khi nhà cao 20m giảm 10%
   32m giảm 20%
   48m giảm 25%

3. khi bề rộng d của nhà < 2 lần H (chiều cao tầng) thì giảm theo tỷ lệ $\frac{d}{2H}$

4. khi sàn mái bêtông lắp dựng có các râu sắt chờ liên kết vào tường thì coi như đúc tại chỗ.

V.1.3.3. Chiều cao tối đa của tường, trụ : H(*m*)

$$H = \Sigma K.\beta.b$$

b là bề dầy tường, tính bằng mét.

β là hệ số cao dầy lấy theo 2 bảng sau :

BẢNG β CHO TƯỜNG > 0,3*m* KHI L_{ct} < 2,5 H

Số hiệu vữa	β theo các loại thể xây			
	Cấp I	Cấp II	Cấp III	Cấp IV
≥ 50	25	22		
25	22	20	17	
10	20	17	15	14
4		15	14	13

BẢNG β CHO TƯỜNG ≤ 0,3m KHI L_{ct} ≤ 2,5H

Bề dầy tường (cm)	β theo số hiệu vữa			
	≥ 50	25	10	≤ 4
30	27	22	20	17
25	30	25	22	18
22	33	28	23,8	19.2
20	35	30	25	20
15	40	35	30	22
11	44	39	34	24,4
10	45	40	35	25
5	50	45	40	

K là hệ số điều kiện làm việc như sau :

1. Trị số β cho tường $\leq 0{,}3m$: giảm theo

$K_1 = 0{,}9$ cho nhà cấp III

$K_2 = 0{,}8$ cho nhà cấp IV

2. Nếu bề dày tường có trị số trung gian thì β cũng tính theo trị số trung gian.

3. Nếu trụ hình T thì $b = 3{,}5r$ với $r = \sqrt{\frac{I}{F}}$

4. Khi chiều cao $H > L_{ct}$ thì chiều dài ổn định $L_{ct} = \Sigma K\beta b$ (không tính theo chiều cao H).

5. Các hệ số khác của K :

- Tường dày $\leq 0{,}3m$ có chịu tải $k_3 = 0{,}8$
- Tường dọc có cửa $k_4 = \sqrt{\frac{F_{\text{tường trừ cửa}}}{F_{\text{tường không cửa}}}}$
- Tường ngang có cửa $k_5 = 0{,}9$
- Khi $L_{ct} > 2{,}5\ H$ $k_6 = 0{,}9$
- Khi $L_{ct} > 3{,}5\ H$ $k_7 = 0{,}8$
- Tường đá không quy cách $k_8 = 0{,}8$
- Đầu tường tự do $k_9 = 0{,}7$
- Khi có cốt thép dọc $\mu \geq 0{,}05\%$

  phối cốt 1 bên $k_{10} = 1{,}2$

  phối cốt 2 bên $k_{11} = 1{,}3$

6. Khi chiều dài L_{ct} rất nhỏ, không quá trị số $\Sigma K\beta b$ thì :i số IK/ibthì chiều cao H không bị hạn chế về cấu tạo, chỉ cần xác định về cường độ.

7. Khi $L_{ct} < 2H$ thì chiều dài L_{ct} và chiều cao H phải thỏa mãn điều kiện $H + L_{ct} \leq 3\ \Sigma k\beta b$

8. Riêng đối với trụ Σk lấy theo bảng sau :

Bề dày trụ (cm)	Xây gạch vuông vắn	Xây đá không quy cách
≥ 90	0,75	0,60
70 ≈ 89	0,70	0,55
50 ≈ 69	0,65	0,50
< 50	0,60	0,45

Chú ý :

- Trụ giữa 2 cửa sổ có kích thước b x c với c < b thì $H = \Sigma k.\beta.c$, nếu H nhỏ hơn chiều cao thực tế thì trụ này có tính chất trang trí mà không chịu tải.

- Khi một đầu trụ là tự do thì Σk được nhân thêm với 0,7.

V.2. CHIỀU DÀI VÀ CHIỀU CAO TƯỜNG

Chiều cao tường gạch *Hnt* xây vữa 25 khi $L/H \leq 2$

$\frac{L}{H}$	Tường không chịu tải			Tường chịu tải		
	b = 30	20	10	b = 30	20	10
1,00	9,9	9,0	6,0	8,0	7,2	4,8
1,25	8,8	8,0	5,3	7,0	6,4	4,2
1,50	7,9	7,2	4,8	6,3	5,8	3,8
1,75	7,2	6,5	4,4	5,8	5,2	3,5
2,00	6,6	6,0	4,0	5,3	4,8	3,2

* Tính theo $H + L = 3\beta b$ chưa có Σk.

Chiều cao tường có cửa Hm xây vữa 25 khi 2,0 < $\frac{L}{H}$ < :,5

$\frac{F\ cửa}{F\ tường}$	Tường không chịu tải			Tường chịu tải		
	30	20	10	30	20	·0
0,0	6,6	6,0	4,0	5,3	4,8	32
0,2	5,9	5,4	3,6	4,7	4,3	29
0,4	5,1	4,6	3,1	4,1	3,7	25
0,6	4,2	3,8	2,5	3,4	3,0	20
0,8	3,0	2,7	1,8	2,4	2,2	14

Chiều cao H*m* tường có cửa xây vữa 25 khi 2,5 < $\frac{L}{H}$ < ;,5

$\frac{F\ cửa}{F\ tường}$	Tường không chịu tải			Tường chịu tải		
	30	20	10	30	20	·0
0,0	5,9	5,4	3,6	4,8	4,3	29
0,2	5,3	4,9	3,2	4,2	3,9	26
0,4	4,6	4,1	2,8	3,7	3,3	23
0,6	3,8	3,4	2,3	3,1	2,7	18
0,8	2,7	2,4	1,6	2,2	2,0	13

Chiều cao Hm tường có cửa xây vữa 25 khi $\frac{L}{H}$ > 35

$\frac{F\ cửa}{F\ tường}$	Tường không chịu tải			Tường chịu tải		
	30	20	10	30	20	·0
0,0	5,3	4,8	3,2	4,2	3,8	26
0,2	4,7	4,3	2,9	3,8	3,4	23
0,4	4,1	3,7	2,5	3,3	3,0	20
0,6	3,4	3,0	2,0	2,7	2,4	16
0,8	2,4	2,2	1,4	1,9	1,8	11

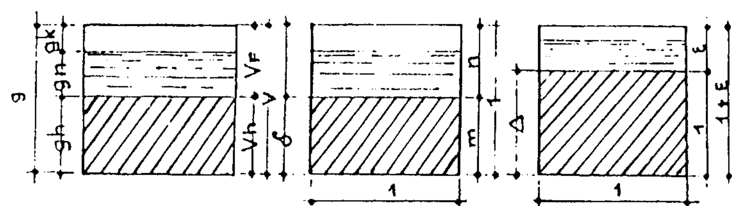
CHƯƠNG VI

TÍNH KẾT CẤU MÓNG

VI.1. BẢN CHẤT VẬT LÝ CỦA ĐẤT

VI.1.1. CHỈ TIÊU CƠ BẢN CỦA ĐẤT

Ký hiệu



V : thể tích toàn bộ

V_k : thể tích khí

V_n : thể tích nước

V_h : thể tích hạt

V_4 : thể tích rỗng

g : trọng lượng toàn phần

g_k : trọng lượng khí

g_n : trọng lượng nước

g_h : trọng lượng hạt

Δ_n : tỷ trọng nước ($\Delta_n = 1$)

$V = V_k + V_n + V_h = V_r + V_h$

$G = G_k + G_n + G_h \approx G_n + G_h$

Định nghĩa

γ : dung trọng là trọng lượng đơn vị thể tích

δ : dung trọng khô là trọng lượng hạt trong đơn vị thể tích

Δ : tỷ trọng là tỷ số trọng lượng và thể tích

W : độ ẩm là tỷ số nước và hạt $W = \dfrac{G_n}{G_h}$

n : độ rỗng $n = \dfrac{V_r}{V}100$; m : độ đặc $m = \dfrac{V_h}{V}100$.

ε : hệ số rỗng là tỷ số $V_{rỗng}$ và $V_{hạt}$ $\varepsilon = \dfrac{V_r}{V_h}$

G : độ bão hòa là tỷ số $V_{nước}$ và $V_{rỗng}$ $G \doteq \dfrac{V_n}{V_r}$

γ_{Gh} : là dung trọng đất khi bão hòa.

γ_{dn} : là dung trọng đất trong nước, $\gamma_{dn} = \gamma_{Gh} - \Delta_n$

Quan hệ giữa các chỉ tiêu : Biết γ, Δ, W.

$$\delta = \frac{\gamma}{1 + W}; \quad m = \frac{\delta}{\Delta} = \frac{1}{1 + \varepsilon}; \quad n = \frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon} = \frac{\Delta - \delta}{\Delta}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta}{\delta} - 1 = \frac{n}{m} = \frac{\Delta - \delta}{\delta} = \frac{\Delta(1 + W) - \gamma}{\gamma}$$

$$G = \frac{W.\Delta}{\varepsilon\Delta_n}; \quad \gamma_{dh} = \frac{\Delta + \varepsilon\Delta_n}{1 + \varepsilon}; \quad \gamma_{dn} = \frac{\Delta - \Delta_n}{1 + \varepsilon}$$

VI.1.2. CHỈ TIÊU TRẠNG THÁI CỦA ĐẤT

Cát theo độ chặt tương đối D

1. Phân loại cát theo hạt

Phân loại	% trọng lượng cát khô
Cát sạn	Hạt trên 2*mm* chiếm trên 25%
Cát to	Hạt trên 0,5*mm* chiếm trên 50%
Cát trung	Hạt trên 0,25*mm* chiếm trên 50%
Cát nhỏ	Hạt trên 0,1*mm* chiếm trên 75%
Cát bụi	Hạt trên 0,1*mm* chiếm dưới 75%

2. Độ chặt tương đối D

$$D = \frac{\varepsilon_{max} - \varepsilon}{\varepsilon_{max} - \varepsilon_{min}}$$

ε là hệ số rỗng tự nhiên

ε_{max} khi cát rời nhất

ε_{min} khi cát chặt nhất.

Quy phạm xác định :

$0 < D < 1/3$ cát rời không chịu lực

$1/3 < D < 2/3$ cát chặt vừa

$2/3 < D < 1$ cát chặt.

3. Độ chặt tương đối D theo hệ số rỗng ε

Các loại cát	Độ chặt		
	Chặt	Chặt vừa	rời
Cát sạn Cát to Cát trung	$\varepsilon < 0,55$	$0,55 \le \varepsilon \le 0,65$	$\varepsilon > 0,65$
Cát nhỏ Cát bụi	$\varepsilon < 0,60$ $\varepsilon < 0,60$	$0,60 \le \varepsilon \le 0,70$ $0,60 \le \varepsilon \le 0,80$	$\varepsilon > 0,70$ $\varepsilon > 0,80$

Đất sét theo chỉ số sệt B

1 Hai giới hạn Atterberg

- Giới hạn dẻo W_d là độ ẩm để đất làm thành con giun ϕ 3*mm*.

- Giới hạn nhão W_{nh} là độ ẩm của đất khi thả nón Vasiliév vào thì nón ngập đúng 10*mm*

2. Chỉ số dẻo Φ, $\Phi = W_{nh} - W_d$

Chỉ số dẻo để phân loại đất, đồng thời còn phân loại theo hàm lượng hạt sét 0,005*mm*.

Loại đất	Phân theo Φ	Phân theo P % hạt sét
Sét	$17 \leq \Phi$	$30 \leq P$ sét
Á sét	$7 < \Phi < 17$	$10 < P$ sét < 30
Á cát	$1 < \Phi < 7$	$3 < P$ sét < 10
Cát	$0 \leq \Phi < 1$	$0 \leq P$ sét < 3

3. Chỉ số sệt B

$$B = \frac{W - W_d}{\Phi} = \frac{W - W_d}{W_{nh} - W_d}$$

Trạng thái đất sét phân loại theo chỉ số sệt B

B	Trạng thái	Tính chất
>1	Lỏng	- Như chất lỏng thông thường
	Nhão	- Cường độ chống cắt ≠ 0, bản thân không có hình dáng nhất định
=1	Giới hạn nhão	
0<B<1	Dẻo	- Khi chịu lực ngoài có thể lấy hình dáng nhất định mà không nứt nẻ và có thể giữ hình ấy khi bỏ ngoại lực
=0	Giới hạn dẻo	
	Nửa cứng	-Cường độ chống cắt khá, không thể tùy ý vắt nặn. W tăng thì thể tích tăng
<0	Giới hạn co	
	Cứng	-Cứng rắn, có hình thái và thể tích nhất định; W giảm nhưng thể tích không giảm.

Thí dụ VI.1

Cho $\gamma = 1,86$; $\Delta = 2,66$; $W = 12\%$, tính ε và G

$$\varepsilon = \frac{\Delta(1+W) - \gamma}{\gamma} = \frac{2{,}66 \times 1{,}12 - 1{,}86}{1{,}86} = \frac{1{,}12}{1{,}86} = 0{,}60$$

$$G = \frac{W\Delta}{\varepsilon\Delta_n} = \frac{0{,}12.2{,}66}{0{,}60.1} = \frac{0{,}319}{0{,}60} = 0{,}532$$

Thí dụ VI.2

Cho $\gamma = 1{,}8$; $\Delta = 2{,}67$; $W = 14\%$, tính ε, n, m

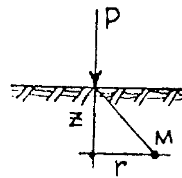
$$\varepsilon = \frac{2{,}67 \times 1{,}14 - 1{,}8}{1{,}8} = 1{,}69 - 1 = 0{,}69$$

$$n = \frac{\varepsilon}{1+\varepsilon} = \frac{0{,}69}{1{,}69} = 0{,}408 \; ; \; m = \frac{1}{1{,}69} = 0{,}592$$

VI.2. PHÂN BỐ ỨNG SUẤT TRONG ĐẤT

VI.2.1. LỰC TẬP TRUNG

$$\sigma_z = k_1 \frac{P}{z^2}$$



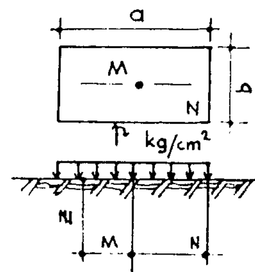
r/z	k_1	r/z	k_1	r/z	k_1	r/z	k_1	r/z	k_1
0,00	0,4775	0,25	0,4103	0,50	0.2733	0.75	0.1565	1.00	0.0844
0,01	0,4773	0,26	0.4054	0,51	0.2679	0.76	0.1527	1.01	0.0823
0,02	0,4770	0,27	0,4004	0,52	0,2625	0.77	0,1491	1,02	0.0803
0,03	0,4764	0,28	0,3954	0,53	0,2571	0.78	0.1455	1,03	0.0783
0,04	0,4756	0,29	0,3902	0,54	0,2518	0.79	0,1420	1,04	0.0764
0,05	0,4745	0,30	0,3849	0,55	0,2466	0,80	0,1386	1,05	0,0744
0,06	0,4732	0,31	0,3796	0,56	0,2414	0,81	0,1353	1,06	0,0727
0,07	0,4717	0,32	0,3742	0,57	0,2363	0,82	0,1320	1,07	0,0709
0,08	0,4699	0,33	0,3687	0,58	0,2313	0,83	0,1288	1,08	0,0691
0,09	0,4679	0,34	0,3632	0,59	0,2263	0,84	0,1257	1,09	0,0674
0,10	0,4657	0,35	0,3577	0,60	0,2214	0,85	0,1226	1,10	0,0658
0,11	0,4633	0,36	0,3521	0,61	0,2165	0,86	0,1196	1,11	0,0641
0,12	0,4607	0,37	0,3465	0,62	0,2117	0,87	0,1166	1,12	0,0626
0,13	0,4579	0,38	0,3408	0,63	0,2070	0,88	0,1138	1,13	0,0610
0,14	0,4548	0,39	0,3351	0,64	0,2024	0,89	0,1110	1,14	0,0595
0,15	0,4516	0,40	0,3294	0,65	0,1978	0,90	0,1083	1,15	0,0581
0,16	0,4482	0,41	0,3238	0,66	0,1934	0,91	0,1057	1,16	0,0567
0,17	0,4446	0,42	0,3181	0,67	0,1889	0,92	0,1031	1,17	0,0553
0,18	0,4409	0,43	0,3124	0,68	0,1846	0,93	0,1005	1,18	0,0539
0,19	0,4370	0,44	0,3068	0,69	0,1804	0,94	0,0981	1,19	0,0526
0,20	0,4329	0,45	0,3011	0,70	0,1762	0,95	0,0956	1,20	0,0513
0,21	0,4286	0,46	0,2955	0,71	0,1721	0,96	0,0933	1,21	0,0501
0,22	0,4242	0,47	0,2899	0,72	0,1681	0,97	0,0910	1,22	0,0489
0,23	0,4197	0,48	0,2843	0,73	0,1641	0,98	0,0887	1,23	0,0477
0,24	0,4151	0,49	0,2788	0,74	0,1603	0,99	0,0865	1,24	0,0466

1,25	0,0454	1,40	0,0317	1,55	0,0224	1,70	0,0160	200	0,0085
1,26	0,0443	1,41	0,0309	1,56	0,0219	1,72	0,0153	210	0,0070
1,27	0,0433	1,42	0,0302	1,57	0,0214	1,74	0,0147	220	0,0058
1,28	0,0422	1,43	0,0295	1,58	0,0209	1,76	0,0141	230	0,0048
1,29	0,0412	1,44	0,0288	1,59	0,0204	1,78	0,0135	240	0,0040
1,30	0,0402	1,45	0,0282	1,60	0,0200	1,80	0,0129	250	0,0034
1,31	0,0393	1,46	0,0275	1,61	0,0195	1,82	0,0124	260	0,0029
1,32	0,0384	1,47	0,0269	1,62	0,0191	1,84	0,0119	270	0,0024
1,33	0,0374	1,48	0,0263	1,63	0,0187	1,86	0,0114	280	0,0021
1,34	0,0365	1,49	0,0257	1,64	0,0183	1,88	0,0109	290	0,0017
1,35	0,0357	1,50	0,0251	1,65	0,0179	1,90	0,0105	300	0,0015
1,36	0,0344	1,51	0,0245	1,66	0,0175	1,92	0,0101	350	0,0007
1,37	0,0340	1,52	0,0240	1,67	0,0171	1,94	0,0097	400	0,0004
1,38	0,0332	1,53	0,0234	1,68	0,0167	1,96	0,0093	450	0,0002
1,39	0,0324	1,54	0,0229	1,69	0,0163	1,98	0,0089	500	0,0001

VI.2.2 TẢI PHÂN BỐ ĐỀU TRONG HÌNH CHỮ NHẬT

Tại tâm M $\sigma_z = k_2 p$

Tại góc N $\sigma_z = k_3 p$



Bảng trị số k_2

$\beta = \frac{Z}{b}$	$\alpha = \frac{a}{b}$							
	1,0	1,5	2	3	6	10	20	30
0,25	0,898	0,904	0,908	0,912	0,934	0,940	0,960	0,960
0,50	0,696	0,716	0,734	0,762	0,789	0,792	0,820	0,820
1,00	0,336	0,428	0,470	0,500	0,518	0,522	0,549	0,550
1,50	0,194	0,257	0,288	0,348	0,360	0,373	0,397	0,400
2,00	0,114	0,157	0,188	0,240	0,268	0,279	0,308	0,310
3,00	0,058	0,076	0,108	0,147	0,180	0,188	0,209	0,210
5,00	0,008	0,025	0,040	0,076	0,096	0,106	0,129	0,130

Bảng trị số k_3

β \ α	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0
0,0	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250
0,2	0,2480	0,2489	0,2490	0,2491	0,2491	0 2491	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492
0,4	0,2401	0,2420	0,2429	0,2434	0,2437	0 2439	0,2440	0,2441	0,2442	0,2442	0,2442
0,6	0,2229	0,2275	0,2300	0,2315	0,2524	0 2329	0,2333	0,2335	0,2337	0,2338	0,2339
0,8	0,1990	0,2075	0,2120	0,2147	0,2165	0 2176	0,2183	0,2188	0,2192	0,2194	0,2196
1,0	0,1752	0,1851	0,1941	0,1955	0,1971	0 1999	0,2012	0,2020	0,2026	0,2031	0,2034
1,2	0,1518	0,1626	0,1705	0,1750	0,1793	0 1818	0,1836	0,1849	0,1858	0,1885	0,1870
1,4	0,1308	0,1423	0,1508	0,1569	0,1613	0 1644	0,1687	0,1685	0,1696	0,1705	0,1712
1,6	0,1123	0,1241	0,1329	0,1396	0,1445	0,1482	0,1509	0,1530	0,1545	0,1557	0,1567
1,8	0,0969	0,1083	0,1172	0,1241	0,1294	0,1334	0,1365	0,1389	0,1408	0,1423	0,1434
2,0	0,0840	0,0947	0,1034	0,1103	0,1138	0,1202	0,1263	0,1276	0,1284	0,1300	0,1314
2,2	0,0732	0,0832	0,0917	0,0984	0,1039	0,1084	0,1120	0,1149	0,1172	0,1191	0,1205
2,4	0,0642	0,0734	0,0818	0,0879	0,0934	0,0979	0,1016	0,1047	0,1071	0,1092	0,1108
2,6	0,0568	0,0651	0,0725	0,0788	0,0842	0,0887	0,0924	0,0955	0,0981	0,1003	0,1020
2,8	0,0502	0,0580	0,0649	0,0709	0,0781	0,0805	0,0842	0,0875	0,0900	0,0923	0,0942
3,0	0,0447	0,0519	0,0583	0,0640	0,0690	0,0732	0,0769	0,0801	0,0828	0,0851	0,0870
3,2	0,0401	0,0467	0,0526	0,0580	0,0627	0,0668	0,0704	0,0735	0,0762	0,0786	0,0806
3,4	0,0361	0,0421	0,0477	0,0527	0,0571	0,06[illegible]1	0,0646	0,0677	0,0704	0,0727	0,0747
3,6	0,0328	0,0382	0,0433	0,0480	0,0523	0,0561	0,0594	0,0624	0,0651	0,0674	0,0694

β \ α	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0
3,8	0,0298	0,0348	0,0395	0,0438	0,0479	0,0518	0,0548	0,0577	0,0603	0,0628	0,0646
4,0	0,0270	0,0318	0,0362	0,0403	0,0441	0,0474	0,0507	0,0535	0,0560	0,0588	0,0603
4,2	0,0247	0,0291	0,0333	0,0371	0,0407	0,0439	0,0469	0,0496	0,0521	0,0543	0,0563
4,4	0,0227	0,0268	0,0306	0,0343	0,0376	0,0407	0,0436	0,0462	0,0485	0,0507	0,0527
4,6	0,0205	0,0247	0,0283	0,0317	0,0348	0,0378	0,0405	0,0430	0,0453	0,0474	0,0493
4,8	0,0189	0,0229	0,0262	0,0244	0,0324	0,0352	0,0378	0,0402	0,0424	0,0444	0,0463
5,0	0,0179	0,0212	0,0243	0,0224	0,0302	0,0328	0,0358	0,0376	0,0397	0,0417	0,0435
6,0	0,0127	0,0157	0,0174	0,0198	0,0218	0,0238	0,0257	0,0276	0,0293	0,0310	0,0325
7,0	0,0094	0,0112	0,0130	0,0147	0,0164	0,0180	0,0195	0,0210	0,0224	0,0238	0,0251
8,0	0,0073	0,0087	0,0107	0,0114	0,0127	0,0140	0,0153	0,0165	0,0176	0,0187	0,0198
9,0	0,0058	0,0060	0,0080	0,0091	0,0102	0,0112	0,0122	0,0132	0,0142	0,0152	0,0161
10,0	0,0047	0,0056	0,0065	0,0074	0,0083	0,0090	0,0160	0,0109	0,0117	0,0125	0,0132

Ghi chú :

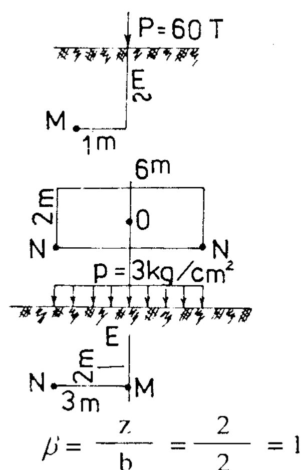
$$\alpha = \frac{a}{b} ; \quad \beta = \frac{z}{b}$$

Bảng trị số k_3 (tiếp theo)

β \ α	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0
0,0	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250
0,2	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492
0,4	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443
0,6	0,2340	0,2340	0,2341	0,2341	0,2341	0,2342	0,2342	0,2342	0,2342	0,2342	0,2342
0,8	0,2198	0,2199	0,2199	0,2200	0,2200	0,2202	0,2202	0,2202	0,2202	0,2202	0,2202
1,0	0,2037	0,2039	0,2040	0,2041	0,2042	0,2044	0,2045	0,2045	0,2046	0,2046	0,2046
1,2	0,1873	0,1876	0,1878	0,1880	0,1882	0,1887	0,1887	0,1888	0,1888	0,1888	0,1888
1,4	0,1718	0,1722	0,1725	0,1728	0,1730	0,1735	0,1738	0,1739	0,1739	0,1739	0,1740
1,6	0,1574	0,1580	0,1584	0,1587	0,1590	0,1598	0,1601	0,1602	0,1603	0,1604	0,1604
1,8	0,1443	0,1450	0,1455	0,1460	0,1473	0,1474	0,1478	0,1480	0,1481	0,1482	0,1482
2,0	0,1324	0,1332	0,1339	0,1345	0,1350	0,1364	0,1368	0,1371	0,1372	0,1373	0,1374
2,2	0,1218	0,1227	0,1235	0,1242	0,1242	0,1264	0,1271	0,1274	0,1278	0,1277	0,1277
2,4	0,1122	0,1133	0,1142	0,1150	0,1150	0,1175	0,1194	0,1188	0,1190	0,1191	0,1192
2,6	0,1035	0,1047	0,1058	0,1068	0,1073	0,1095	0,1106	0,1111	0,1113	0,1115	0,1116

β \ α	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0
2,8	0,0957	0.0970	0,0982	0,0991	0,0999	0.1024	0,1036	0,1041	0,1045	0,1047	0,1048
3,0	0 0887	0.0901	0,0918	0,0923	0,0931	0,09[illegible]9	0,0973	0,0980	0.0983	0,0986	0,0987
3,2	0.0823	0,0838	0,0850	0,0861	0,0870	0.0900	0,0916	0,0923	0,0928	0,0930	0,0933
3,4	0,0765	0,0760	0.0793	0,0804	0,0816	0,0847	0,0864	0,0873	0,0877	0,0880	0,0882
3,6	0.0717	0,0728	0.0741	0,0753	0.0798	0.0799	0,0816	0,0826	0,0832	0,0835	0,0837
3,8	0,0664	0,0680	0.0694	0,0706	0.0747	0,0753	0,0773	0,0784	0,0790	0,0794	0,0796
4,0	0,0620	0.0636	0.0650	0.0663	0,0674	0,0712	0,0733	0,0745	0,0752	0,0756	0,0758
4,2	0,0581	0,0596	0,0610	0,0623	0,0634	0,0674	0,0696	0,0709	0,0716	0,0721	0,0724
4,4	0,0514	0,0560	0,0574	0,0586	0,0597	0,0639	0,0662	0,0678	0,0684	0,0689	0,0692
4 6	0,0510	0,0526	0,0540	0,0553	0,0561	0,0606	0,0630	0,0644	0,0654	0,0659	0,0663
4,8	0,0480	0,0495	0,0509	0,0522	0,0533	0,0576	0,0601	0,0616	0,0626	0,0631	0,0635
5 0	0,0451	0,0466	0,0480	0,0493	0,0504	0,0547	0,0573	0,0589	0,0599	0,0606	0,0610
6,0	0,0340	0,0353	0,0366	0,0377	0,0388	0,0431	0,0460	0,0479	0,0491	0,0500	0,0506
7,0	0,0263	0,0275	0,0285	0,0296	0,0306	0,0346	0,0376	0,0396	0,0411	0,0421	0,0428
8,0	0,0209	0,0219	0,0228	0,0237	0,0246	0,0283	0,0311	0,0332	0,0348	0,0359	0,0367
9,0	0,0169	0,0178	0,0186	0,0194	0,0202	0,0235	0,0262	0,0282	0,0298	0,0310	0,0319
10,0	0,0140	0,0147	0,0154	0,0162	0,0177	0,0198	0,0222	0,0242	0,0258	0,0270	0,0280

Thí dụ VI.3



Tìm ứng suất tại M

$$\sigma_z = k_1 \frac{P}{z^2} = 0,2733 \frac{60000}{200 \times 200}$$

$$\sigma_z = 0,2733 \times 1,5 = 0,41\ kg/cm^2$$

Thí dụ VI.4

Tính ứng xuất tại M và N

Tại M $\sigma_z = k_2 p$

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{6}{2} = 3\ ; \qquad \beta = \frac{z}{b} = \frac{2}{2} = 1$$

$\sigma_z = 0,5 \times 3 = 1,5\ kg/cm^2$

Tại N $\quad \sigma_z = k_3 p \qquad k_3 = 0,2034$

$\sigma_z = 0,2034 \times 3 = 0,61\ kg/cm^2$

VI.2.3. TẢI PHÂN BỐ TAM GIÁC TRONG HÌNH CHỮ NHẬT

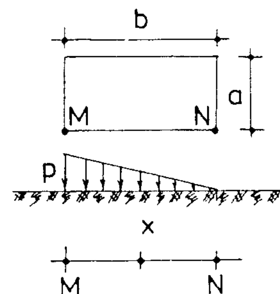
Tại đỉnh M $\quad \sigma_z = k_4 p$

Tại đuôi N $\quad \sigma_z = k_5 p$

$\alpha = \dfrac{a}{b}$

Chiều a có p không đổi,

Chiều b có p thay đổi



Bảng trị số k_4

α \ β	0,00	0,25	0,50	1,00	1,50	2,00	3,00	5,00
0,15	0,250	0,136	0,101	0,025	0,012	0,008	0,005	0,001
0,30	0,250	0,186	0,116	0,051	0,026	0,017	0,010	0,004
0,60	0,250	0,206	0,160	0,085	0,050	0,031	0,024	0,007
1,00	0,250	0,209	0,170	0,108	0,069	0,045	0,016	0,009
1,50	0,250	0,210	0,173	0,113	0,080	0,056	0,033	0,014
2,00	0,250	0,211	0,175	0,117	0,087	0,064	0,041	0,019
3,00	0,250	0,211	0,175	0,119	0,090	0,071	0,047	0,025
6,00	0,250	0,211	0,176	0,120	0,092	0,075	0,051	0,029
10,00	0,250	0,212	0,177	0,121	0,093	0,076	0,052	0,032
20,00	0,250	0,212	0,177	0,121	0,093	0,076	0,052	0,033

Bảng trị số k_5

α \ β	0,00	0,25	0,50	1.00	1,50	2,00	3,00	5,00
0,15	0,00	0,020	0,021	0,015	0,010	0,007	0,004	0,001
0,30	0,00	0,031	0,037	0,029	0,020	0,013	0,007	0,003
0,60	0,00	0,035	0,053	0,051	0,039	0,029	0,015	0,006
1,00	0,00	0,036	0,060	0,068	0,053	0,039	0,022	0,009
1,50	0,00	0,037	0,061	0,075	0,063	0,049	0,029	0,012
2,00	0,00	0,037	0,062	0,078	0,068	0,055	0,035	0,017
3,00	0,00	0,037	0,063	0,078	0,071	0,059	0,041	0,022
6,00	0,00	0,037	0,063	0,079	0,071	0,062	0,046	0,026
10,00	0,00	0,038	0,064	0,080	0,072	0,063	0,047	0,028
20,00	0,00	0,038	0,064	0,080	0,072	0,063	0,048	0,030

Thí dụ VI.5

Tìm ứng suất tại M và N

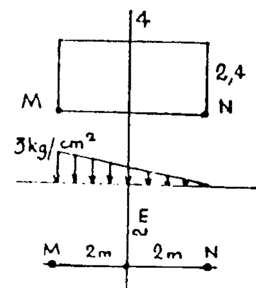
tại M : $\sigma_z = k_4 p \qquad k_4 = 0{,}16$

$$\alpha = \frac{2{,}4}{4} = 0{,}6; \qquad \beta = \frac{2}{4} = 0{,}5$$

$\sigma_z = 0{,}16 \times 3 = 0{,}48\ kg/cm^2$

Tại N $\quad \sigma_z = k_5 p \qquad k_5 = 0{,}053$

$\sigma_z = 0{,}053 \times 3 = 0{,}16\ kg/cm^2$



VI.2.4. TẢI PHÂN BỐ ĐỀU TRONG HÌNH TRÒN

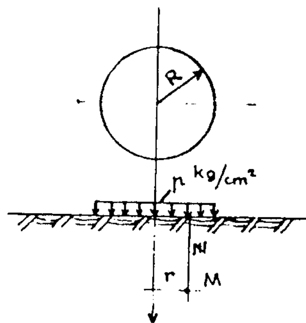
Hình tròn $\sigma_z = k_6 p$

Hình vành khuyên :

$$\sigma_z = p\left[k_6\left(\frac{z}{R_1}\cdot\frac{r}{R_1} - \frac{z}{R_2}\cdot\frac{r}{R_2}\right)\right]$$

R_1 bán kính ngoài vành khuyên

R_2 bán kính trong vành khuyên



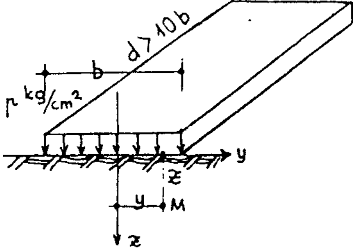
z/R \ r/R	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
0.0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,500	0,000	0.000	0.000	0,000	0,000
0.2	0.993	0,991	0.987	0 970	0,890	0.468	0.070	0.015	0.005	0.002	0,001
0,4	0.943	0,843	0 920	0.860	0,712	0,435	0.181	0.065	0,026	0.002	0.001
0 6	0,864	0.852	0 813	0.733	0,591	0,400	0,224	0,113	0.056	0.029	0,016
0.8	0,756	0,742	0.699	0,619	0,504	0,366	0,237	0.142	0,083	0,048	0,029
1 0	0 646	0,633	0.593	0 525	0,434	0,337	0.235	0 157	0,102	0,065	0,042
1,2	0.547	0.535	0 502	0 447	0,377	0,300	0,226	0.162	0,113	0,078	0,053
1,4	0.461	0.542	0.425	0.383	0,329	0.270	0,212	0,161	0.118	0,086	0,062
1.6	0,390	0,383	0.362	0.330	0,288	0,243	0,197	0,156	0,120	0,090	0.068
1,8	0.332	0.329	0,311	0,285	0.254	0.218	0,182	0.148	0.118	0,092	0.072
2 0	0,285	0,280	0.268	0,248	0,224	0,196	0.167	0.140	0,114	0,092	0,074
2 2	0,246	0,242	0,233	0.218	0,198	0 176	0,153	0 131	0,109	0,090	0.074
2.4	0,214	0.211	0,203	0,192	0,176	0,159	0,140	0,122	0.104	0,087	0.073
2,6	0,187	0,185	0.179	0,170	0,158	0,144	0.129	0.113	0,098	0,084	0.071
2,8	0.166	0.163	0.159	0 151	0,141	0,130	0.118	0.105	0,092	0,080	0,069
3 0	0.146	0,149	0 141	0 135	0,127	0,118	0.108	0.097	0,087	0,077	0,067
3 4	0 117	0.116	0.114	0 110	0,105	0,098	0,091	0,084	0,076	0,068	0.061
3,8	0,096	0.095	0,093	0,091	0,087	0,083	0,078	0,073	0,067	0,061	0,055
4,2	0,079	0.079	0.078	0.076	0,073	0,070	0,067	0,063	0,059	0,054	0,050
4,6	0.067	0,067	0.066	0,064	0,063	0,060	0,058	0,055	0.052	0,048	0,045
5,0	0.057	0 057	0.056	0,055	0,054	0,052	0,050	0,048	0,046	0,043	0,041
5,5	0,048	0,048	0,047	0,046	0,045	0,044	0,043	0,041	0,039	0,038	0,036
6,0	0,040	0,040	0.040	0,039	0,039	0,038	0,037	0.036	0,034	0,033	0,031

VI.2.5. TẢI PHÂN BỐ ĐỀU THEO HÌNH BĂNG

$\sigma_z = k_7.p$

$\sigma_y = k'_7.p$

$\sigma_{zy} = k''_7.p$



Bảng trị số k_7 - k'_7 - k''_7

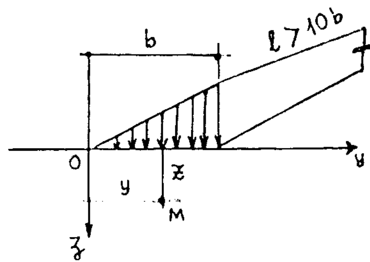
z/b \ y/b	0,00			0,25			0,50		
	σ_z	σ_y	τ_{zy}	σ_z	σ_y	τ_{zy}	σ_z	σ_y	τ_{zy}
0,00	1,00	1,00	0	1,00	1,00	0,00	0,50	0,50	0,32
0,25	0,96	0,45	0	0,90	0,39	0,13	0,50	0,35	0,30
0,50	0,82	0,18	0	0,74	0,19	0,16	0,48	0,23	0,26
0,75	0,67	0,08	0	0,61	0,10	0,13	0,45	0,14	0,20
1,00	0,55	0,04	0	0,51	0,05	0,10	0,41	0,09	0,16
1,25	0,46	0,02	0	0,44	0,03	0,07	0,37	0,06	0,12
1,50	0,40	0,01	0	0,38	0,02	0,06	0,33	0,04	0,10
1,75	0,35			0,34	0,01	0,04	0,30	0,03	0,08
2,00	0,31			0,31		0,03	0,28	0,02	0,06
3,00	0,21			0,21		0,02	0,20	0,01	0,03
4,00	0,16			0,16		0,01	0,15		0,02
5,00	0,13			0,13			0,12		
6,00	0,11			0,10			0,10		

z/b \ y/b	1,00			1,50			2,00		
	σ_z	σ_y	τ_{zy}	σ_z	σ_y	τ_{zy}	σ_z	σ_y	τ_{zy}
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,25	0,02	0,17	0,05	0,00	0,07	0,01	0,00	0,04	0,00
0,50	0,08	0,21	0,13	0,02	0,12	0,04	0,00	0,07	0,02
0,75	0,15	0,22	0,16	0,04	0,14	0,07	0,02	0,10	0,04
1,00	0,19	0,15	0,16	0,07	0,14	0,10	0,03	0,13	0,05
1,25	0,20	0,11	0,14	0,10	0,12	0,10	0,04	0,11	0,07
1,50	0,21	0,08	0,13	0,11	0,10	0,10	0,06	0,10	0,07
1,75	0,21	0,06	0,11	0,13	0,09	0,10	0,07	0,09	0,08
2,00	0,20	0,05	0,10	0,14	0,07	0,10	0,08	0,08	0,08
3,00	0,17	0,02	0,06	0,135	0,03	0,07	0,10	0,04	0,07
4,00	0,14	0,01	0,03	0,12	0,02	0,05	0,10	0,03	0,05
5,00	0,12			0,11			0,09	0,03	0,05
6,00	0,10			0,10			0,09	0,03	0,05

VI.2.6. TẢI PHÂN BỐ TAM GIÁC THEO HÌNH BĂNG

Bài toán phẳng $l > 10b$

$$\sigma_z = k_8 p$$



Bảng trị số k_8

$\frac{z}{b}$ \ $\frac{y}{b}$	-1,5	-1,0	-0,5	0,0	0,25	0,50	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,250	0,500	0,750	1,000	0,000	0,000	0,000
0,25	0,000	0,000	0,001	0,075	0,256	0,480	0,643	0,424	0,015	0,003	0,000
0,50	0,002	0,003	0,023	0,127	0,263	0,410	0,477	0,353	0,056	0,017	0,003
0,75	0,006	0,016	0,042	0,153	0,248	0,335	0,361	0,293	0,108	0,024	0,009
1,00	0,014	0,025	0,061	0,159	0,223	0,275	0,279	0,241	0,129	0,045	0,013
1,50	0,020	0,048	0,096	0,145	0,178	0,200	0,202	0,185	0,124	0,062	0,041
2,00	0,033	0,061	0,092	0,127	0,146	0,155	0,163	0,153	0,108	0,069	0,050
3,00	0,050	0,064	0,080	0,096	0,103	0,104	0,108	0,104	0,090	0,071	0,050
4,00	0,051	0,060	0,067	0,075	0,078	0,085	0,082	0,075	0,073	0,060	0,049
5,00	0,047	0,052	0,057	0,059	0,062	0,063	0,068	0,065	0,061	0,051	0,047
6,00	0,047	0,041	0,050	0,051	0,052	0,053	0,053	0,053	0,050	0,050	0,045

Thí dụ VI.6

Bài toán phẳng : tìm ứng suất tại M, N, K

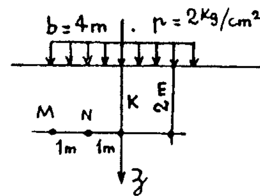
Tra bảng k_7

M:

$$\sigma_z = 0{,}48 \times 2 = 0{,}96\ kg/cm^2$$

$$\sigma_y = 0{,}23 \times 2 = 0{,}46\ kg/cm^2$$

$$\tau_{zy} = 0{,}26 \times 2 = 0{,}52\ kg/cm^2$$



N:

$$\sigma_z = 0{,}74 \times 2 = 1{,}48\ kg/cm^2$$

$$\sigma_y = 0{,}19 \times 2 = 0{,}38\ kg/cm^2$$

$$\tau_{zy} = 0{,}16 \times 2 = 0{,}32\ kg/cm^2$$

K:

$$\sigma_z = 0{,}82 \times 2 = 1{,}64\ kg/cm^2$$

$$\sigma_y = 0{,}18 \times 2 = 0{,}36\ kg/cm^2$$

$$\tau_{zy} = 0{,}00 \times 2 = 0{,}00\ kg/cm^2$$

VI.3. SỨC CHỊU CỦA ĐẤT

VI.3.1. SỨC CHỊU TẢI CỦA ĐẤT SÉT, Á SÉT, Á CÁT

Căn cứ theo hệ số rỗng ε và trạng thái :

cứng khi $W \leq 1,2\ W_d$

dẻo khi $W > 1,2\ W_d$

Sức chịu R kg/cm^2 tra theo bảng sau :

Tên đất	Hệ số rỗng ε	Trạng thái cứng	Trạng thái dẻo
Á cát	0,5 0,7	3,0 2,5	3,0 2,0
Á sét	0,5 0,7 1,0	3,0 2,5 2,0	2,5 1,8 1,0
Sét	0,5 0,6 0,8 1,1	6,0 5,0 3,0 2,5	4,0 3,0 2,0 1,0

VI.3.2. SỨC CHỊU TẢI CỦA ĐẤT CÁT

Căn cứ theo hệ số rỗng ε để xác định độ chặt đồng thời xác định độ ẩm theo :

ẩm nếu $G \leq 50\%$

ướt nếu $50 < G \leq 80\%$

no nước nếu $80 < G \leq 100\%$

Sức chịu R kg/cm^2 tra theo bảng sau :

Tên đất	Chặt	Chặt vừa
Cát sạn cát to không kể độ ẩm	4.5	3.5
Cát trung không kể độ ẩm	3.5	2.5
Cát nhỏ - ẩm	3.0	2.0
- ướt và no nước	2.5	1.5
Cát bụi - ẩm	2.5	2.0
- ướt	2.0	1.5
- no nước	1.5	1.0

VI.3.3. HIỆU CHỈNH SỨC CHỊU TẢI CỦA ĐẤT

Sức chịu ghi trong hai bảng trên ứng với bề rộng móng $b \leq 1m$ và bề sâu h từ 1,5 đến $2m$. Trong thực tế nếu chiều rộng và chiều sâu khác thì hiệu chỉnh theo

$$R_{tt} = m.n.R$$

R_{tt} là sức chịu tính toán

m là hệ số điều chỉnh theo bề rộng

$b < 5m$ thì $m = 1 + \frac{b-1}{4}\alpha$

$\alpha = 0,2$ cho sét và á sét, á cát

$d = 0,5$ cho cát

$b > 5m$ thì $m = 1,2$ cho sét, á sét, á cát

$m = 1,5$ cho cát

n là hệ số điều chỉnh theo bề sâu

h < 1,5*m* thì n = [0,5 + 0,033h]

h > 2*m* thì n = 1 + $\frac{\gamma}{mR}$ [d(h − 200)]

d = 2,5 cho cát

d = 2,0 á cát, sét

d = 1,5 cho sét

γ là dung trọng đất tính theo kg/cm^3.

VI.3.4 CÁC HÀM TƯƠNG QUAN

Để tiện nội suy và ngoại suy, trong trường hợp đất yếu ta có thể tính sức chịu nền đất theo các hàm tương quan sau:

HÀM TƯƠNG QUAN CỦA CÁT

Tên cát	Hàm tương quan		
	ẩm	ướt	no nước
Cát san cát to		$R = \frac{8}{5\varepsilon - 1}$	
Cát trung		$R = \frac{7}{8\varepsilon - 2,4}$	
Cát nhỏ	$R = \frac{3}{5\varepsilon - 2}$	$R = \frac{3}{8\varepsilon - 3,6}$	
Cát bụi	$R = \frac{10}{5\varepsilon + 1}$	$R = \frac{6}{5\varepsilon}$	$R = \frac{3}{5\varepsilon - 1}$

HÀM TƯƠNG QUAN CỦA SÉT

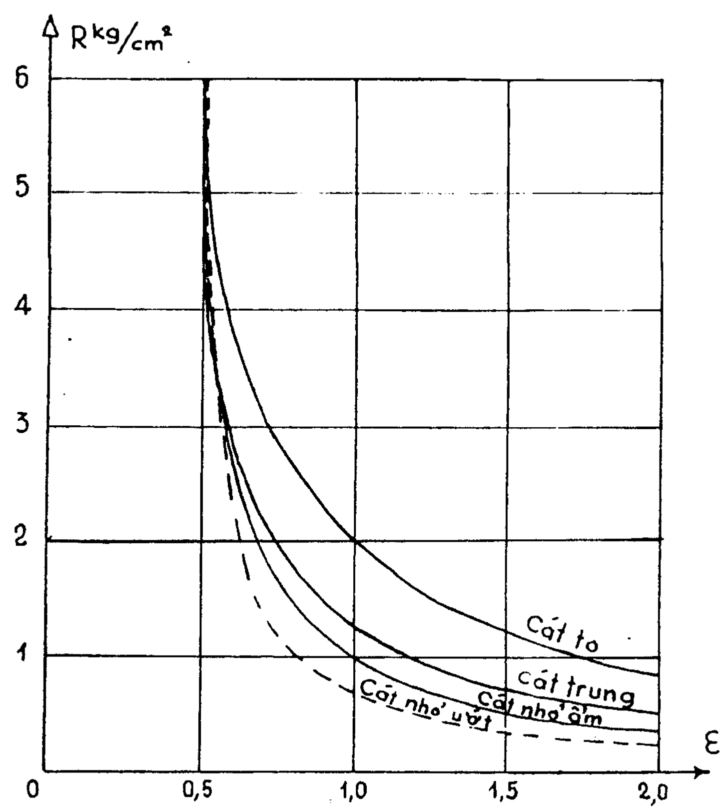
Tên đất	Trạng thái đất	
	Cứng	Dẻo
Á cát	$R = \dfrac{6}{2\varepsilon + 1}$	$R = \dfrac{6}{5\varepsilon - 0{,}5}$
Á sét	$R = \dfrac{6}{2\varepsilon + 1}$	$R = \dfrac{1}{1{,}407\,\varepsilon^2 - 0{,}911\,\varepsilon + 0{,}505}$
Sét	$R = \dfrac{1{,}3046\varepsilon - 1}{1{,}4836\,\varepsilon^2 - 0{,}3869\,\varepsilon + 0{,}0146}$	$R = \dfrac{1}{2{,}778\varepsilon^3 - 5{,}278\,\varepsilon^2 - 4{,}111\,\varepsilon + 0{,}834}$

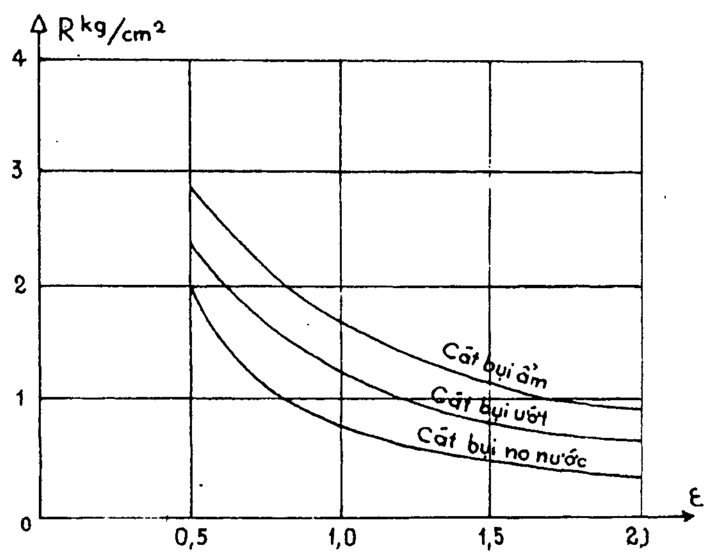
VI.3.5. BẢNG TÍNH SỨC CHỊU CỦA ĐẤT R kg/cm^2 CHO ε

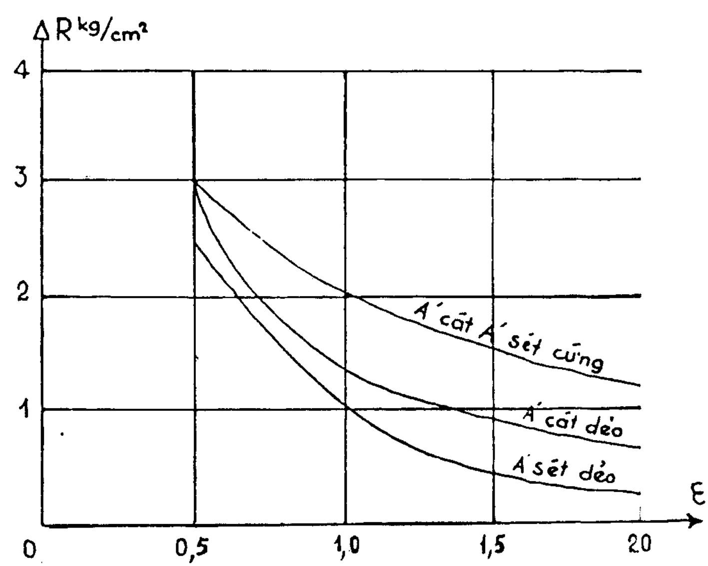
Tên đất	Trạng thái	Hệ số rỗng ε								
		0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,8	1,1	1,5	2,0
Cát to	Bất kỳ	5 33	4 50*	4,0	3 5	3,2	2 67	1,78	1,23	0,89
Cát trung	Bất kỳ	4.38	3,5	2,92	2,5	2,19	1,75	1,09	0,73	0,51
Cát nhỏ	Ẩm	6	4	3	2,4	2	1,5	0,86	0,54	0,38
Cát nhỏ	Ướt	7.5	3.75	2,5	1 88	1,5	1,07	0,58	0,36	0,24
Cát bụi	Ẩm	2,86	2 67	2 5	2,35	2,22	2	1,54	1,18	0,91
Cát bụi	Ướt	2.4	2,18	2	1 85	1,71	1,5	1,09	0,8	0,6
Cát bụi	No nước	2	1,71	1 5	1,33	1,2	1	0 67	0,48	0,33
Á cát	Cứng	3	2,86	2,73	2,61	2,5	2,31	1,88	1,5	1,2
Á cát	Dẻo	3	2,67	2,4	2,18	2	1,71	1,2	0,86	0,63
Á sét	Cứng	3	2,86	2,73	2,61	2,5	2,31	1,88	1,5	1,2
Á sét	Dẻo	2,5	2,33	2,16	1 98	1,8	1 48	0,83	0,43	0,23
Sét	Cứng	6	5 43	5	4,66	4 5	3	2,5	1,83	1,37
Sét	Dẻo	4	3,42	3	2,69	2,44	2	1	0,35	0,12

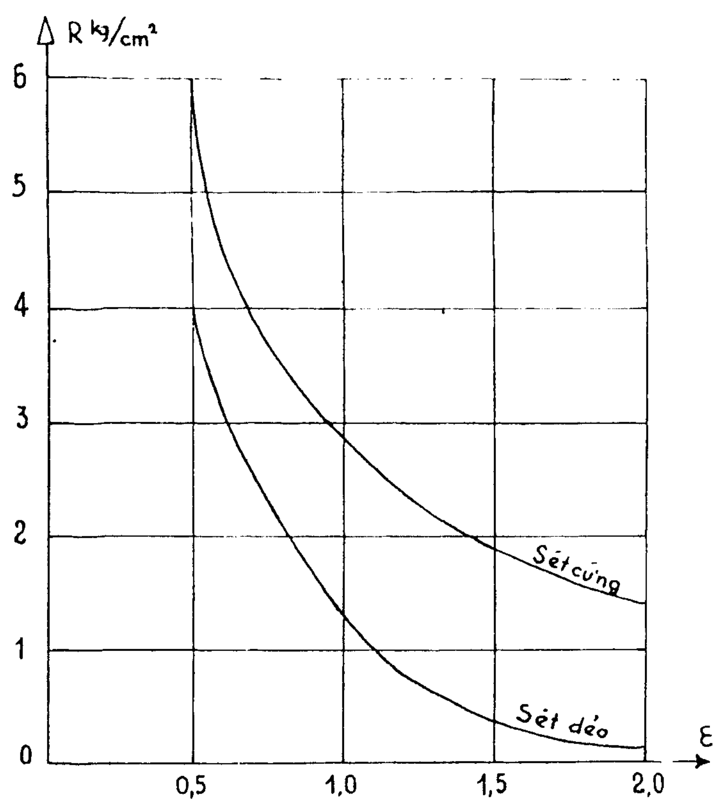
Ghi chú : Sức chịu in kèm dấu (*) là theo quy định

VI.3.6. ĐƯỜNG BIỂU DIỄN SỨC CHỊU TẢI CỦA ĐẤT




R kg/cm²
4
3
2
1
0
0,5
1,0
1,5
2,)
ε
Cát bụi ẩm
Cát bụi ướt
Cát bụi no nước


R kg/cm²
4
3
2
1
0
0,5
1,0
1,5
2.0
ε
Á cát Á sét cứng
Á cát dẻo
Á sét dẻo


R kg/cm²
6
5
4
3
2
1
0
0,5
1,0
1,5
2,0
ε
Sét cứng
Sét dẻo

VI.3.7. TÍNH SỨC CHỊU CỦA ĐẤT THEO LÝ LUẬN NỀN BIẾN DẠNG TUYẾN TÍNH

Khi đã biết dung trọng γ T/m^3, góc ma sát trong φ, lực dính C T/m^2, bề rộng b_m và bề sâu h_m ta có thể tính thẳng sức chịu của đất theo :

Móng trung tâm $P_{tt} = (Ab + Bh)\gamma + DC$

Móng lệch tâm $P_{lt} = (A_1b + Bh)\gamma + DC$

A, A_1, B, D tra theo bảng sau (theo φ)

φ	A	A_1	B	D	φ	A	A_1	B	D
0°	0	0	1,0	3,0	24°	0,7	1,0	3,9	6,5
2°	0	0	1,1	3,3	26°	0,8	1,1	4,4	6,9
4°	0	0,1	1,2	3,5	28°	1,0	1,3	4,9	7,4
6°	0,1	0,1	1,4	3,7	30°	1,2	1,5	5,6	8,0
8°	0,1	0,2	1,6	3,9	32°	1,4	1,8	6,3	8,5
10°	0,2	0,2	1,7	4,2	34°	1,6	2,1	7,2	9,2
12°	0,2	0,3	1,9	4,4	36°	1,8	2,4	8,2	10,0
14°	0,3	0,4	2,2	4,7	38°	2,1	2,8	9,4	10,8
16°	0,4	0,5	2,4	5,0	40°	2,5	3,3	10,8	11,8
18°	0,4	0,6	2,7	5,3	42°	2,9	3,8	12,7	12,8
20°	0,5	0,7	3,1	5,6	44°	3,4	4,5	14,5	14,0
22°	0,6	0,8	3,4	6,0	45°	3,7	4,9	15,6	14,6

Trường hợp cát, không thí nghiệm được góc φ, có thể lấy theo bảng sau :

Cát	ε	φ	Cát	ε	φ
Sạn và to	0,7 0,6 0,5	36° 38° 41°	Nhỏ	0,7 0,6 0,5	30° 34° 36°
Trung	0,7 0,6 0,5	33° 36° 38°	Bui	0,7 0,6 0,5	28° 32° 34°

VI.4. BIẾN DẠNG VÀ ĐỘ LÚN CỦA ĐẤT

VI.4.1. TÍNH LÚN THEO PHƯƠNG PHÁP CHIA LỚP LẤY TỔNG

Trình tự tính như sau :

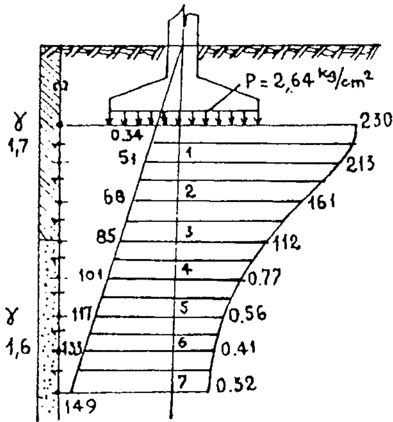
- Chia đất thành từng lớp h = 0,25b.
- Vẽ biểu đồ ứng suất theo điểm tâm
- Định phạm vi ảnh hưởng $\sigma_t = 0{,}2\sigma_{tx}$
- Xác định $p_1 = \sigma_{tx}$; $p_2 = \sigma_t + \sigma_{tx}$ cho từng lớp (lấy số trung bình ở giữa lớp)
- Theo biểu đồ nén tra ra ε_1, ε_2 ứng với p_1, p_2
- Tính hệ số nén $a = \dfrac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{p_2 - p_1}$

và độ nén đơn vị $a_o = \dfrac{a}{1 + \varepsilon}$

- Tính độ lún từng lớp $S_i = a_{oi}\, p_i\, h_i$
- Tính độ lún tổng cộng $S = \Sigma a_{oi}\, p_i\, h_i$

Thí dụ VI.7

Tính lún với a = 4*m*, b = 4*m*, p = 2,64, h = 2*m* đất 2 lớp : lớp 1 γ = 1,7; lớp 2 γ = 1,6



Biểu đồ nén như sau

Lớp 1	p	0	1	2	3	4
		0,76	0,63	0,62	0,57	0,53
Lớp 2	p	0	1	2	3	4
		0,81	0,70	0,61	0,54	0,50

Chọn bề dầy $h_1 = 0,25 \times 4 = 1m$

Tra biểu đồ k_3 với $\alpha = 1$

$p_0 = 2,65 - 0,34 = 2,3\ kg/cm^2$

Bố trí bảng tính như sau :

Điểm	1	2	3	4	5	6	7	8
β	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
k_3	0,2315	0,1752	0,1215	0,0840	0,0605	0,0447	0,0343	0,0270
σ_t	2,13	1,61	1,12	0,77	0,56	0,41	0,32	0,25
σ_{bt}	0,51	0,68	0,85	1,01	1,17	1,33	1,49	1,65

Phạm vi ảnh hưởng dừng ở điểm 7 vì ở đó $0,2\sigma_{bt} = 0,298$ so với $\sigma_t = 0,32$ thì chênh lệch dưới $0,05\ kg/cm^2$.

Xác định p_1 và p_2 theo bảng sau :

p_1	0,42	0,60	0,77	0,93	1,09	1,25	1,41	$\sigma_{bt\ TB}$
$p_2 - p_1$	2,22	1,87	1,37	0,95	0,67	0,49	0,37	$\sigma_{t\ TB}$
p_2	2,64	2,47	2,14	1,88	1,76	1,74	1,78	σ_{TB}

Tổng hợp bảng tính lún như sau :

Lớp	p_2	p_1	ε_1	ε_2	$\varepsilon = \varepsilon_1 - \varepsilon_2$	$a = \frac{\varepsilon_1}{p}$	a_o	h_i	$p_i = p_1 - p_2$	S_i	S
1	2.64	0.42	0,72	0 58	0,14	0,063	0,037	100	2.22	8 2	8.2
2	2.47	0.60	0,71	0.59	0,12	0,064	0,037	100	1,87	6.9	15.1
3	2 14	0 77	0.69	0.61	0,08	0,058	0,036	100	1,37	4 9	20,0
4	1.88	0.93	0 71	0 62	0,09	0,095	0,056	100	0,95	5 3	25,3
5	1.76	1.09	0.69	0,63	0,06	0,090	0.053	100	0,67	3 5	28,8
6	1.74	1.25	0 67	0,63	0,04	0,08[illegible]	0.049	100	0,49	2,4	31.2
7	1.78	1.41	0 66	0,62	0,04	0,108	0.065	100	0,37	2,4	33,6

Lớp 1 lún 20cm, lớp 2 lún 13,6cm, tổng cộng lún 33.6cm.

VI.4.2. TÍNH LÚN THEO PHƯƠNG PHÁP LỚP TƯƠNG ĐƯƠNG

Nội dung phương pháp là biến biểu đồ tam giác thành biểu đồ chữ nhật cùng diện tích (có nghĩa là biến tải trọng phân bố cục bộ thành tải trọng vô hạn). Như vậy cần tìm bề dày h_s của lớp tương đương và tính lún theo $S = a_o h_s p$

Ta có $h_s = A_w b$ (b là bề rộng móng)

A_w là hệ số tính sẵn ở các bảng sau :

A_{wo} ứng với tâm móng mềm (Bêtông cốt thép)

A_{wc} ứng với góc móng mềm (Bêtông cốt thép)

A_{wn} ứng với tâm móng cứng (gạch đá)

A_w ứng với tâm móng tuyệt đối cứng (bê tông)

$\alpha=\frac{a}{b}$	Đất cuội và cát						A cát		
	μ = 0,10			μ = 0,2			μ = 0,25		
	A_{wo}	A_{wm}	A_w	A_{wo}	A_{wm}	A_w	A_{wo}	A_{wm}	A_w
1,0	1,13	0,96	0,89	1,20	1 01	0,94	1,26	1,07	0,99
1,5	1,37	1,16	1,09	1,45	1,23	1,15	1,53	1,30	1,21
2,0	1,55	1,31	1,23	1,63	1,39	1,30	1,72	1,47	1,37
3,0	1,81	1,55	1,46	1,90	1,63	1,54	2,01	1,73	1,62
4,0	1,99	1,72	1,63	2,09	1,81	1,72	2,21	1,92	1,81
5,0	2,13	1,85	1,74	2,24	1,95	1,84	2,37	2,07	1,94
6,0	2,25	1,96		2,37	2,09		2,50	2,21	2,72
7,0	2,35	2,06		2,47	2,18		2,61	2,31	
8,0	2,43	2,14		2,56	2,26		2,70	2,40	
9,0	2,51	2,21		2,64	2,34		2,79	2,47	
10,0	2,58	2,27	2,15	2,71	2,40	2,26	2,80	2,54	2,38

$\alpha=\frac{a}{b}$	A' cát			A' sét , Sét dẻo			A' sét , Sét cứng		
	μ = 0,30			μ = 0,35			μ = 0,40		
	A_{wo}	A_{wm}	A_w	A_{wo}	A_{wm}	A_w	A_{wo}	A_{wm}	A_w
1,0	1,37	1,17	1,08	1,58	1,34	1,24	2,02	1,71	1,58
1,5	1,66	1,40	1,32	1,91	1,62	1,52	2,44	2,07	1,94
2,0	1,68	1,60	1,49	2,16	1,83	1,72	2,76	2,34	2,20
3,0	2,18	1,89	1,76	2,51	2,15	2,01	3,21	2,75	2,59
4,0	2,41	2,09	1,97	2,77	2,39	2,26	3,53	3,06	2,90
5,0	2,58	2,25	2,11	2,98	2,57	2,42	3,79	3,29	3,10
6,0	2,72	2,41		3,14	2,70		4,00	3,53	
7,0	2,84	2,51		3,26	2,87		4,18	3,79	
8,0	2,94	2,61		3,38	2,98		4,32	3,82	
9 0	3,03	2,69		3,49	3,08		4,46	3,92	
10,0	3 12	2,77	2,06	3,58	3,17	2,98	4,58	4,05	3,82

Trình tự tính như sau :

- Dựa vào tỷ lệ kích thước móng $\alpha = \frac{a}{b}$, μ của đất và loại móng, tra ra A_w và tính $h_s = A_w.b$

- Tính ra $a_o = \frac{a}{1 + \varepsilon}$ và p gây lún bằng σ_t

- Tính ra độ lún theo lớp tương đương $S \doteq a_o\ h_s\ p$.

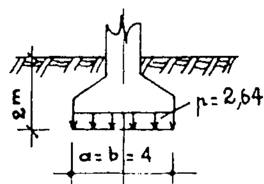
Bảng tra A_{wc} tính lún ở góc móng mềm (bêtông cốt thép)

α \ μ	0,10	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
1,0	0,568	0,598	0,631	0,687	0,790	1,010
1,1	0,595	0,627	0,662	0,720	0,828	1,059
1,2	0,621	0,654	0,690	0,751	0,863	1,104
1,3	0,644	0,679	0,716	0,780	0,896	1,146
1,4	0,667	0,702	0,740	0,806	0,927	1,185
1,5	0,687	0,724	0,764	0,832	0,956	1,222
1,6	0,707	0,745	0,785	0,855	0,983	1,257
1,7	0,725	0,764	0,806	0,878	1,009	1,289
1,8	0,743	0,783	0,825	0,899	1,033	1,321
1,9	0,769	0,800	0,844	0,919	1,057	1,350
2,0	0,775	0,817	0,862	0,938	1,097	1,379
2,1	0,791	0,833	0,878	0,957	1,100	1,406
2,2	0,805	0,848	0,895	0,974	1,120	1,431
2,3	0,819	0,863	0,910	0,991	1,139	1,456
2,4	0,832	0,877	0,925	1,007	1,158	1,480

α \ μ	0,10	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
2,5	0,845	0,890	0,939	1,022	1,176	1,502
2,6	0,857	0,903	0,953	1,037	1,193	1,524
2,7	0,869	0,916	0,966	1,052	1,209	1,546
2,8	0,881	0,928	0,979	1,066	1,225	1,566
2,9	0,892	0,940	0,991	1,079	1,241	1,586
3,0	0,903	0,951	1,003	1,092	1,256	1,605
3,2	0,923	0,972	1,026	1,117	1,284	1,641
3,4	0,942	0,993	1,047	1,140	1,311	1,675
3,6	0,961	1,012	1,067	1,162	1,336	1,708
3,8	0,978	1,030	1,086	1,183	1,360	1,738
4,0	0,994	1,047	1,105	1,203	1,383	1,767
4,2	1,009	1,064	1,122	1,222	1,404	1,795
4,4	1,015	1,079	1,139	1,239	1,425	1,821
4,6	1,039	1,094	1,154	1,257	1,445	1,847
4,8	1,052	1,109	1,169	1,273	1,641	1,871
5,0	1,065	1,122	1,184	1,289	1,482	1,894
5,5	1,096	1,155	1,218	1,326	1,524	1,948
6,0	1,124	1,184	1,249	1,360	1,568	1,998
6,5	1,150	1,211	1,277	1,391	1,599	2,044
7,0	1,173	1,236	1,304	1,420	1,632	2,086
7,5	1,195	1,259	1,328	1,446	1,663	2,125
8,0	1,216	1,281	1,351	1,472	1,692	2,162
8,5	1,236	1,302	1,373	1,495	1,719	2,197
9,0	1,254	1,321	1,393	1,517	1,744	2,230
9,5	1,272	1,340	1,413	1,538	1,769	2,261
10,0	1,288	1,357	1,431	1,558	1,792	1,290
11,0	1,319	1,389	1,465	1,595	1,834	1,344
12,0	1,347	1,419	1,496	1,629	1,875	1,394
13,0	1,372	1,446	1,525	1,661	1,909	1,440
14,0	1,396	1,471	1,551	1,689	1,942	1,482

α \ μ	0,10	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
15,0	1.418	1.494	1,576	1,716	1,973	1,522
16,0	1.439	1,516	1,599	1,741	2,002	1,559
17,0	1.459	1.537	1,621	1,765	2,029	1,594
18,0	1,477	1,556	1,641	1,787	2,055	1,626
19,0	1,495	1,575	1,661	1,808	2,079	1,657
20	1.511	1,592	1.679	1,828	2,102	2,687
25	1.583	1.668	1,759	1,915	2,202	2,814
30	1.642	1.730	1,824	1,986	2,284	2,919
35	1.692	1.782	1,880	2,047	2,353	3,007
40	1.735	1,827	1,927	2,099	2,413	3,084
50	1.807	1,903	2,007	2,186	2,513	3,212
60	1,865	1,965	2,072	2,257	2,594	3,316
70	1,915	2,017	2,128	2,317	2,664	3,404
80	1,958	2,063	2,176	2,369	2,723	3,481
100	2,030	2,139	2,256	2,524	2,824	3,569

Thí dụ VI.8



Dùng phương pháp lớp tương đương tính lún móng sau :

$a = b = 4m$, $p = 2{,}64\ kg/cm^2$

$h = 2$; $a = 0{,}062$;

$\varepsilon = 0{,}71$; $\mu = 0{,}35$

Chia móng ra làm 4 phần cạnh 2 × 2. Điểm tâm móng lớn bằng 4 điểm góc móng nhỏ với $\alpha = 1$, tra ra $A_{wc} = 0{,}79$.

$H = 2h_s = 11m;\ p_o = 2,64 - 0,34 = 2,3$

$$a_{om} = \frac{3 \times 0,037 \times 9,5 + 8 \times 0,056 \times 4}{2 \times 30,25}$$

$$= \frac{2,845}{60,5} = 0,047$$

$$S = 0,047 \times 550 \times 2,3 = 59,4cm.$$

VI.4.4. TÍNH LÚN THEO QUY PHẠM

Căn bản là phương pháp chia lớp lấy tổng nhưng không dùng biểu đồ nén mà dùng hệ số trung bình của hệ số nén a và hệ số rỗng ε theo công thức :

$$S = \Sigma p_i\, h_i\, \frac{\beta_i}{E_i}$$

với $$E_i = \frac{1 + \varepsilon}{a_i} \beta_i \qquad \beta_i = \begin{cases} 0,76 \text{ cho cát} \\ 0,72 \text{ cho Á cát} \\ 0,57 \text{ cho Á sét} \\ 0,43 \text{ cho Sét} \end{cases}$$

* *Tính lại thí dụ VI.7*

Lớp 1 $\gamma = 1,7$ $a = 0,062$ $\varepsilon = 0,71$ $\beta = 0,43$

Lớp 2 $\gamma = 1,6$ $a = 0,090$ $\varepsilon = 0,68$ $\beta = 0,57$

Chọn bề dầy lớp $h_i = 1m$.

Biểu đồ ứng suất, phạm vi 7*m* như thí dụ VI.7

$$E_1 = \frac{1,71}{0,062} \times 0,43 = 11,85$$

$$E_2 = \frac{1,68}{0,09} \times 0,57 = 10,65$$

$$S_1 = 100 \times \frac{0,43}{11,85} [1,15 + 2,13 + 1,61 + 0,56] = 19,7cm$$

$$S_2 = 100 \times \frac{0,57}{10,65} [0,56 + 0,77 + 0,56 + 0,41 + 0,16]$$

$$= 13,1cm$$

$$S = S_1 + S_2 = 19,7 + 13,1 = 32,8cm$$

VI.4.5. TÍNH LÚN DO MÓNG BÊN CẠNH

Khi tính độ lún của móng đơn mà $E < 75$ kg/cm^2. Và khoảng cách giữa các tâm móng $L = 2\sqrt{\frac{P}{\sigma_{tx}}}$. P là tổng lực dọc của móng bên tính bằng tấn. σ_{tx} là ứng suất thường xuyên T/m^2 tại mặt đáy chịu nén của móng đang nghiên cứu, thì phải tính ảnh hưởng của móng bên cạnh.

- Nếu tính theo phương pháp chia lớp lấy tổng thì tác dụng của móng bên cộng thêm vào biểu đồ σ_t.

$h_s = 2 \times 0{,}79 = 1{,}58m = 158cm.$

$a_0 = \dfrac{0{,}062}{1{,}71} = 0{,}03626;\ p = 2{,}64 - 0{,}34 = 2{,}30$

$S = 4a_0\ h_s\ p = 4 \times 0{,}03626 \times 158 \times 2{,}3 = 52{,}7cm$

* *Tính theo điểm tâm :* $\alpha = 1\ A_{wo} = 1{,}58$

$h_s = 1{,}58 \times 4 = 6{,}32 = 632cm$

$a_0 = 0{,}03626;\ p = 2{,}3\ kg/cm^2$

$S = a_0\ h_s\ p = 0{,}03626 \times 632 \times 2{,}3 = 52{,}7cm$

Hai cách tính kết quả như nhau.

VI.4.3. TÍNH LÚN THEO LỚP TƯƠNG ĐƯƠNG ĐẤT KHÔNG ĐỒNG NHẤT

Khi đất có nhiều lớp khác nhau thì ta đổi ra một lớp đồng nhất.

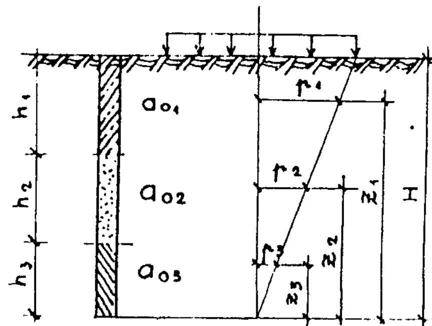
- Ta coi ứng suất phân bố theo tam giác

- Chiều sâu tính toán lấy $H = 2h_s$ (mà $h_s = A_w.b$ dựa theo lớp đất nào lớn nhất)

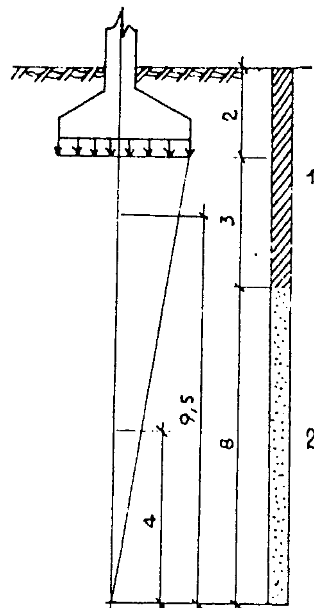
Hệ số a_{om} tính như sau :

$$a_{om} = \frac{h_1 a_{01} z_1 + h_2 a_{02} z_2 + h_3 a_{03} z_3}{2h_s^2}$$

- Độ lún toàn bộ $S = a_{om} h_s p$



Thí dụ VI 9.



Tính lún theo lớp tương đương đồng nhất : a = b = 4*m*

h = 2*m*; p = 2,64 kg/cm^2

Lớp 1 Sét : μ = 0,35

a_0 = 0,037, γ = 1,7

Lớp 2 Á sét μ = 0,30

a_0 = 0,056, γ = 1,6

Lớp 2 chiếm nhiều nên lấy μ = 0,3

α = 1, tra ra A_{wc} = 0,687.

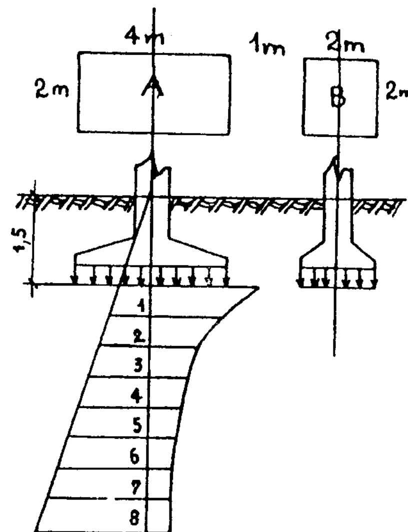
h_s = 0,687 x 2 x 4 = 5,5*m*

- Nếu tính theo phương pháp lớp tương đương thì cộng thêm tác dụng móng bên theo hệ số góc A_{wc}

Thí dụ VI.10 :

Tính lún móng A có kể ảnh hưởng của móng B bằng hai phương pháp ; biết đất đồng nhất $\mu = 0,3$; $\gamma = 1,8$; a = 0,018; $\varepsilon = 0,68$; $p_1 = 2$; $p_2 = 1,5$

1. Phương pháp chia lớp lấy tổng.



- Bề dầy lớp $h_i = 1m$

- Phạm vi chịu nén dừng ở điểm 8 với $\sigma_t = 0,30$ so với $0,2\ \sigma_{tx} = 0,2 \times 1,71 = 0,342$ chênh lệch nhỏ hơn 0,05 kg/cm^2.

- Nghiệm lại 2 điều kiện

$$E = \frac{1,68}{0,018} \times 0,72 = 61 < 75\ kg/cm2$$

$$L = 2\sqrt{\frac{60}{17,1}} = 2\sqrt{3,51} = 3,75$$

Bảng tính như sau :

Điểm	1	2	3	4	5	6	7	8	9
σ_{tx}	0,45	0,63	0,81	0,99	1,17	1,35	1,53	1,71	1,89
β	1	2	3	4	5	6	7	8	9
k_3	0,20	0,12	0,07	0,05	0,03	0,02	0,01	0,014	0,011
σ_{th}	1,38	0,83	0,48	0,35	0,21	0,14	0,12	0,10	0,08
k'_3	0,204	0,136	0,094	0,071	0,055	0,043	0,035	0,028	0,024
k''_3	0,203	0,131	0,087	0,060	0,044	0,033	0,025	0,020	0,016
$k'_3 - k''_3$	0,001	0,005	0,007	0,011	0,011	0,010	0,010	0,008	0,008
σ_{th}	0,03	0,12	0,17	0,27	0,27	0,25	0,25	0,20	0,20
σ_t	1,41	0,95	0,65	0,62	0,48	0,39	0,37	0,30	0,28

$$S = \frac{100 \times 0,018}{1,68}\left[\frac{1,73}{2} + 1,41 + 0,95 + 0,65 + 0,62 + \right.$$

$$\left. + 0,48 + 0,39 + 0,37 + \frac{0,30}{2}\right] = 6,3cm$$

2. Phương pháp lớp tương đương

Lún do A :

$$a_0 = \frac{0{,}018}{1{,}68} = 0{,}0107;\ \alpha = \frac{2}{1} = 2;\ \mu = 0{,}3$$

$$A_{wc} = 0{,}938;\ h_s = 4 \times 0{,}938 \times 1 = 3{,}744$$

$$p_0 = 2{,}0 - 0{,}18 \times 1{,}5 = 1{,}73$$

$$S_1 = 0{,}0107 \times 374{,}4 \times 1{,}73 = 6{,}94cm$$

Lún do B :

$$\left.\begin{array}{l} \alpha' = \frac{5}{1} = 5 \rightarrow A'_{wc} = 1{,}289 \\ \alpha'' = \frac{3}{1} = 3 \rightarrow A''_{wc} = 1{,}092 \end{array}\right\} \Delta A_{wc} = 0{,}197$$

$$h_s = 2 \times 0{,}197 \times 1 = 0{,}394$$

$$p_0 = 1{,}50 - 0{,}188 \times 1{,}5 = 1{,}23$$

$$S_2 = 0{,}0107 \times 39{,}4 \times 1{,}23 = 0{,}52cm$$

Độ lún tổng cộng : $S = S_1 + s_2 = 6.94 + 0.52 = 7{,}46cm$

Ghi chú : Tính độ lún theo phương pháp lớp tương đương lớn hơn phương pháp chia lớp lấy tổng vì phương pháp sau này đã hạn chế phạm vi chịu nén ở một trị số ấn định.

VI.4.6. TÍNH LÚN THEO THỜI GIAN

Trong quá trình đất chịu nén, nước và hạt chịu nén theo quy luật sau :

$t = 0$ chỉ có nước chịu nén

$t = t_1$ nước chịu một phần, hạt chịu một phần

$t = t_2 > t_1$ nước thoát đi, hạt chịu nhiều lên

$t = \infty$ toàn bộ áp lực do hạt chịu.

Biến thiên độ lún phụ thuộc vào biến thiên lượng thoát nước.

Kết quả nghiên cứu phương trình vi phân nén thấm hay à trình tự lún theo thời gian :

Độ lún cuối cùng $S = a_o\ h_s\ p$

Tự cho các độ nén chặt $Q(t) = \frac{St}{S}$

Tra bảng tìm ra các hệ số N

Tính ra hệ số ξ

$$\xi = \frac{a^2c}{4h^2} = \frac{2{,}5k_t(1 + \varepsilon_m)}{\gamma_n a h^2}$$

k_t là hệ số thấm (đơn vị : cm/năm)

a là hệ số nén cm^2/kg

$$\varepsilon_m = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2}$$

$\gamma_n = 0{,}001\ kg/cm^3$ (dung trọng nước)

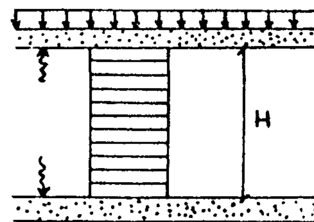
h = đường thấm dài nhất (*cm*)

Tìm ra thời gian lún $t = \frac{N}{\xi}$ (năm)

Thời gian lún hết, tức là Q(t) = 1 thì S(t) = S. Lấy N = 6 thì $T = \frac{6}{\xi}$.

Các trường hợp khác nhau về mức độ nén chặt

Trường hợp 0



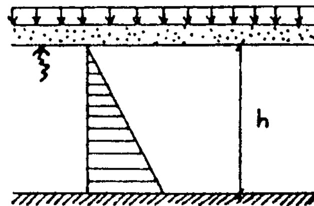
- Nước thoát 2 chiều

$$h = \frac{H}{2}$$

- Biểu đồ ứng suất chữ nhật: móng bản lớn, chiều dày nhỏ

$$Q = 1 - e^{-N_0}$$

Trường hợp 1



- Nước thoát 1 chiều

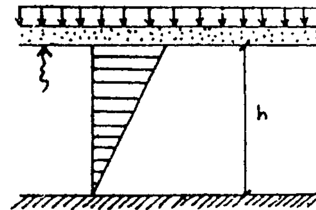
- Biểu đồ ứng suất tam giác thuận (lún do tự trọng)

$$Q = 1\text{-}1{,}03\left[e^{-N_1} - \frac{1}{27}e^{-9N_1} \ldots\right]$$

Trường hợp 2

- Nước thoát 1 chiều
- Biểu đồ ứng suất tam giác nghịch (móng thường)

$$Q = 1 - 0{,}59\left[e^{-N2} + 0{,}37e^{-9N2}...\right]$$

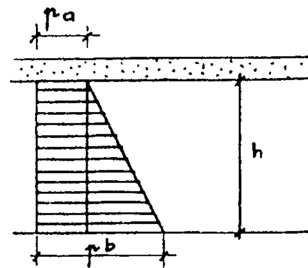


Trường hợp 0.1

- Biểu đồ ứng suất thang thuận
- Ứng với trường hợp đất đắp chưa ổn định đã xây cất

$$N_{01} = N_o + (N_1 - N_o)J$$

$$J \text{ phụ thuộc } v = \frac{p_a}{p_b}$$

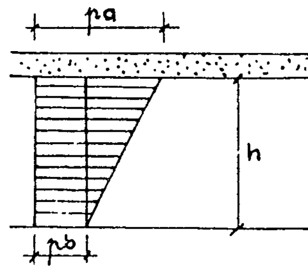


Trường hợp 0.2

- Biểu đồ ứng suất thang ngược
- Ứng với trường hợp móng lớn và đất chưa ổn định hoặc công trình nhỏ xây trên công trình lớn

$$N_{02} = N_2 + (N_o - N_2)\ J'$$

$$J' \text{ phụ thuộc } V' = \frac{p_a}{p_b}$$



BẢNG TRỊ SỐ N ỨNG VỚI ĐỘ NÉN CHẶT Q(t)

Q(t)	N_c	N_1	N_2	Q(t)	N_o	N_1	N_2
0,05	0,005	0,060	0,002	0,55	0,590	0,840	0,320
0,10	0,020	0,120	0,005	0,60	0,710	0,950	0,420
0,15	0,040	0,180	0,010	0,65	0,840	1,100	0,540
0,20	0,080	0,250	0,020	0,70	1,000	1,240	0,690
0,25	0,120	0,310	0,040	0,75	1,180	1,420	0,880
0,30	0,170	0,390	0,060	0,80	1,400	1,640	1,080
0,35	0,210	0,470	0,090	0,85	1,690	1,930	1,360
0,40	0,310	0,550	0,130	0,90	2,090	2,350	1,770
0,45	0,390	0,630	0,180	0,95	2,800	3,170	2,540
0,50	0,490	0,730	0,240	1,00	∞	∞	∞

BẢNG TRỊ SỐ J

V	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
J	1,00	0,84	0,69	0,56	0,46	0,36	0,27	0,19	0,12	0,06	0,00

BẢNG TRỊ SỐ J'

V	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5
J'	1,00	0,83	0,71	0,62	0,55	0,50	0,45	0,42
V	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	15,0	20,0
J'	0,39	0,34	0,30	0,27	0,25	0,23	0,18	0,13

Thí dụ VI.11

Tính lún theo thời gian của móng chịu tải đều vô hạn :

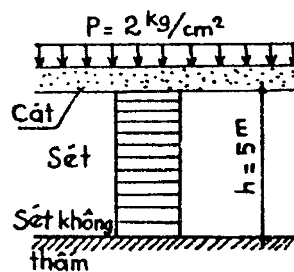
$a \;\; = 0{,}015 \; cm^2/kg$

$\varepsilon \;\; = 0{,}8015$

$\varepsilon_m = 0{,}80;$

$k_t = 10^{-8} \; cm/S$

$\;\; = 30 \; cm/năm$



$$S = \frac{a}{1+\varepsilon} p.h = \frac{0{,}015.2.500}{1{,}8015} = 8{,}32 \; cm$$

$$\xi = \frac{2{,}5 \times 30 \times 1{,}80}{0{,}001 \times 0{,}015 \times (500)^2} = 0{,}355$$

$t = \dfrac{N_o}{\xi}$ $\qquad$ N_o tra ở trên. Khi Q = 1 thì $N_o = 6$

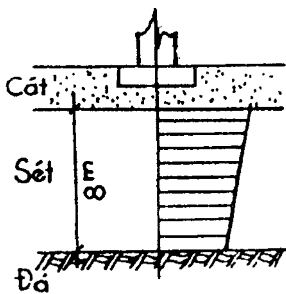
Độ lún theo thời gian như sau :

Q(t)	0,1	0,2	0,3	0,5	0,8	0,9	1,0
No	0,02	0,08	0,17	0,49	1,40	2,09	6,0
$t_{năm}$	0,06	0,23	0,48	1,38	3,95	5,9	16,9
St	0,83	1,66	2,50	4,16	6,66	7,50	8,32

Thí dụ VI.12

Tính lún theo thời gian công trình sau :

$p_a = 3 \; kg/cm^2 \quad ; \quad p_b = 2 \; kg/cm^2$



$a = 0{,}010\ cm^2/kg$;

$k_t = 1\ cm/năm$

$\varepsilon_m = 0{,}59;\ \varepsilon_1 = 0{,}60$

$$\xi = \frac{2{,}5 \times 1 \times 1{,}59}{0{,}001.0{,}01.(800)^2} = \frac{347}{6{,}4} = 0{,}62$$

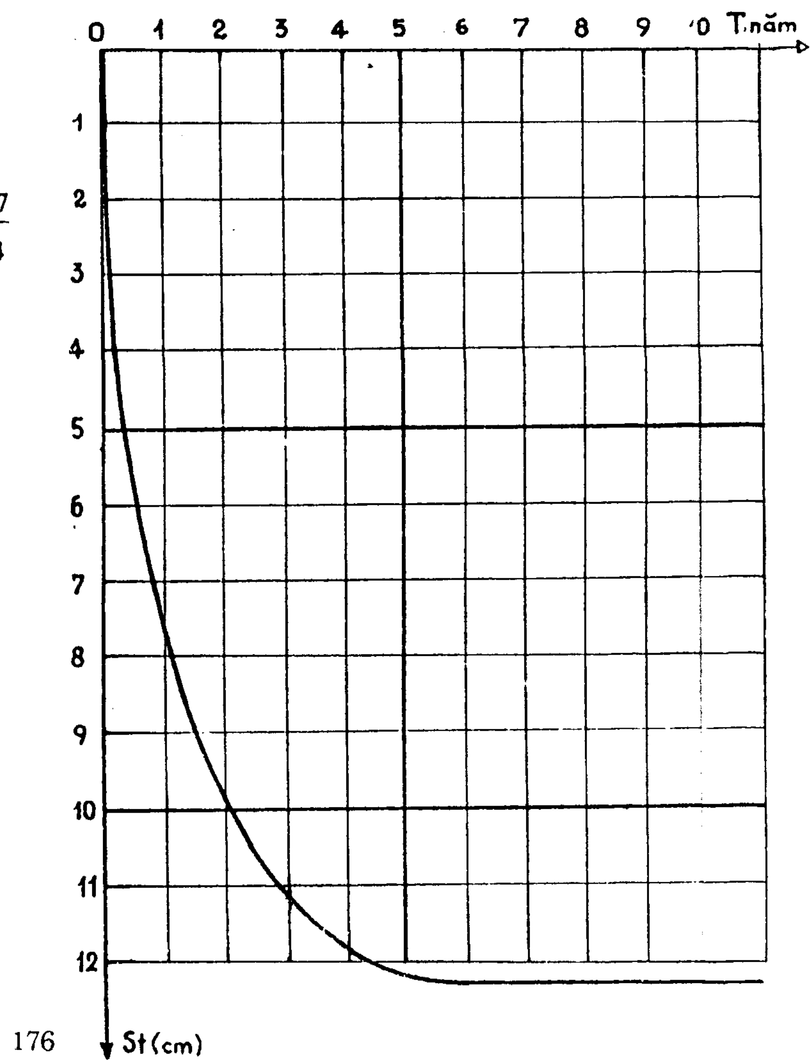
$$S = \frac{0{,}01}{1{,}60} \times 2{,}5 \times 800 = 12{,}5cm$$

- Thuộc trường hợp 0.2 $\quad V = \frac{3}{2} = 1{,}5\ ;\ J' = 0{,}83$

- Lập bảng tính như sau :

Q_t	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
N_o	0,020	0,08	0,17	0,31	0,49	0,71	1,00	1,40	2,09	
N_2	0,005	0,02	0,06	0,13	0,24	0,42	0,69	1,08	1,77	
$N_o - N_2$	0,015	0,06	0,11	0,18	0,25	0,29	0,31	0,32	0,32	
$J'(N_o - N_2)$	0,0124	0,05	0,03	0,15	0,21	0,24	0,26	0,265	0,265	
N_{02}	0,0174	0,07	0,15	0,18	0,45	0,66	0,95	1,345	2,045	6,0
$t_{năm}$	0,028	0,11	0,24	0,45	0,83	1,06	1,53	2,17	3,3	9,7
S_t	1,25	2,50	3,45	5,00	6,25	7,50	9,75	10,0	11,25	12,5

BIỂU ĐỒ QUAN HỆ GIỮA S_t VÀ T



Trên đồ thị :

khi S_t = 10cm thì t = 2,17 *năm*

khi t = 0,5 *năm* thì S_t = 5,5cm

Từ 6 năm trở lên S_t = 12,5*cm*

VI.4.7. QUY ĐỊNH VỀ HỆ SỐ ÉP LÚN a

	$a < 0{,}01\ cm^2/kg$	đất ít lún
	$0{,}01 \le a < 0{,}10\ cm^2/kg$	đất lún vừa
	$0{,}10 < a$	đất lún nhiều

Với bùn các loại, cát bụi rời bão hòa, đất sét nhão thì thường a > 0,10

VI.4.8. ĐỘ LÚN CHO PHÉP NHÀ DÂN DỤNG VÀ CÔNG NGHIỆP

Số TT	Kiểu kết cấu nhà và móng	Trị số lún [cm]	Tính chất lún
1	- Nhà có tường, không cốt thép, xây trên móng đơn và móng băng với tỷ lệ giữa chiều dài L và chiều cao H của tường. (H từ đế móng lên)		Độ lún bình quân
	Khi L/H ≥ 2,5	8	
	Khi L/H ≤ 1,5	10	
2	- Nhà tường gạch có giằng bêtông cốt thép hoặc gạch cốt thép (không phụ thuộc H)	15	

Số TT	Kiểu kết cấu nhà và móng	Trị số lún [cm]	Tính chất lún
3	- Nhà toàn bộ kết cấu khung	10	
4	- Móng toàn khối bêtông cốt thép: Tháp nước,ống khói, silô, lò cao	30	
5	- Móng nhà công nghiệp một tầng		Độ lún tuyệt đối
	Khoảng cách cột 6m	8	
	Khoảng cách cột 11m	12	

VI.4.9. HIỆU LÚN CHO PHÉP NHÀ DÂN DỤNG VÀ CÔNG NGHIỆP

Số TT	Tên kết cấu	Cát và sét cứng	Sét dẻo
1	Độ dốc đường cầu chạy, máy tời	0,003	0,003
2	Hiệu lún giữa móng cột nhà dân dụng và công nghiệp.		
	- Kết cấu khung bêtông cốt thép	0,002/	0,002/
	- Hàng cột ngoài xây gạch	0,007/	0,001/
	- Kết cấu không phát sinh ứng suất phụ thêm khi móng lún không đều (/ khoảng cách các trục móng).	0,005/	0,005/
3	Độ lún tương đối các tường gạch		
	Nhà dân dụng nhiều tầng		
	Khi L : H ≤ 3	0,0003	0,0004
	Khi L : H ≥ 5	0,0005	0,0007

Số TT	Tên kết cấu	Cát và Sét cứng	Sét dẻo
4	L là chiều dài tường H là chiều cao tường từ móng - Nhà xưởng 1 tầng Độ nghiêng móng khối hay vành khuyên của công trình có độ cứng lớn với tổ hợp bất lợi nhất của tải trọng	0,001 0,004	0,001 0,004

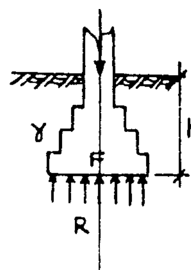
VI.5. TÍNH MÓNG

VI.5.1. MÓNG TRÊN NỀN THIÊN NHIÊN

VI.5.1.1. Móng đơn trúng tâm

Diện tích :

$$F = \frac{N^{II}}{R - \gamma h}$$



N^{II} : Tải trọng tiêu chuẩn đến nền (T)

R : Sức chịu của đất (T/m^2)

γ : Dung trọng đất (T/m^3)

h : Độ sâu móng (m)

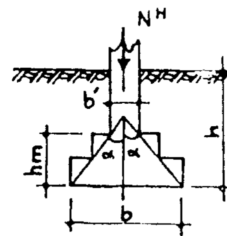
Có F tìm ra các cạnh $F = a^2$ hoặc $F = ab$.

Móng đơn cấu tạo như sau :

Móng tuyệt đối cứng : gạch, đá, bêtông không cốt thép. Móng hoàn toàn chịu nén.

$$b = b' + 2h_m \, tg\alpha$$

$$h_m = \frac{b - b'}{2tg\alpha}$$



BẢNG TRỊ SỐ $tg\alpha$

Vật liệu làm móng	$tg\alpha$	Cấu tạo
- Gạch xây vữa tam hợp	0,50	2
- Gạch xây vữa XM	0,67	3
- Bêtông nghèo	0,75	2
- Bê tông thường	1,00	1 / 1

Móng có độ cứng hữu hạn : bêtông cốt thép.

Móng chịu kéo là chính, chiều cao móng phải đảm bảo cho cột không chọc thủng móng.

$$h_{móng} = \frac{N^H}{2(a_c + b_c)R_c}$$

Theo kinh nghiệm :

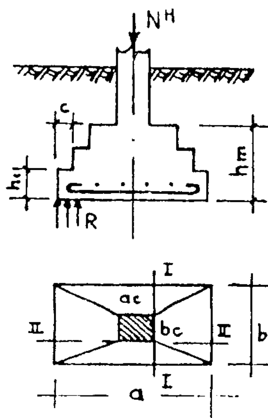
$$h_{móng} \geq a_c + 20.$$

Nếu móng có tai thì :

$$h_t = \frac{CR}{R_c}$$

Tỷ lệ hai cạnh móng

$$\frac{a}{b} \leq \frac{3}{1}$$



Tùy bề dầy h_m mà chọn *số cấp phải giật.*

Cốt thép không được nhỏ hơn 10*mm* với cự ly từ 100 đến 200*mm*.

Lớp bảo hộ từ 3,5*cm* đến 7*cm*.

Thép cột phải đặt sát vỉ móng.

Tính cốt thép :

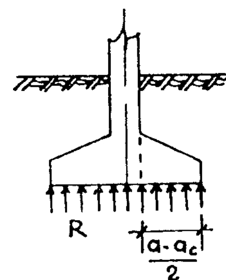
$$M_{II} = \frac{1}{24} R(a - a_c)^2(b_c + 2b) \rightarrow F_{aI} = \frac{M_{II}}{0{,}9h_0.m_a.R_a}$$

$$M_{IIII} = \frac{1}{24} R(b - b_c)^2(a_c + 2a) \rightarrow F_{aII} = \frac{M_{IIII}}{0{,}9h_0.m_a.R_a}$$

Có thể tính gần đúng bằng cách cắt lấy chiều rộng **1m** và tính như con sơn :

$$M = \frac{R(a - a_c)^2}{8}$$

$$F_a = \frac{R(a - a_c)^2}{7{,}2.h_0.m_a.R_a}$$

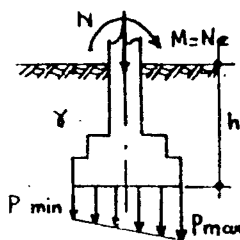


VI.5.1.2. Móng đơn lệch tâm

Diện tích :

$$F > \frac{N^H}{R - \gamma h}$$

Kiểm tra ứng suất dưới đế móng.



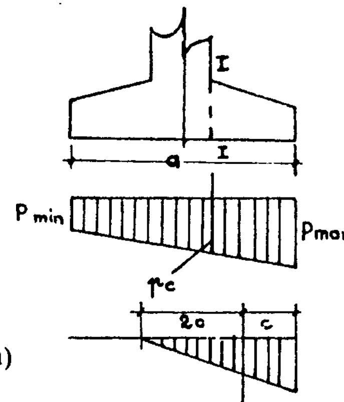
$$p_{max} = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} + \gamma h \leq 1{,}2R$$

$$p_{min} = \frac{N}{F} - \frac{M}{W} + \gamma h > 0$$

$$p_{tb} = \frac{N}{F} + \gamma h = \frac{p_{max} + p_{min}}{2} \leq R$$

Cấu tạo : để cho $p_{min} > 0$ thì $a \geq 6e$ hay $a \leq 3b$

Tính cốt thép : như móng trúng tâm.



$$M_{II} = \frac{1}{24}\sigma(a - a_c)^2(b_c + 2b)$$

Với $\sigma = \frac{p_c + p_{max}}{2}$

và $F_{aI} = \frac{M_{II}}{0{,}9h_0.m_a.R_a}$

$$M_{IIII} = \frac{1}{24}\sigma_0(b - b_c)^2(a_c + 2a)$$

Với $\sigma_0 = \frac{N}{ab}$ và $F_{aII} = \frac{M_{IIII}}{0{,}9h_0.m_a.R_a}$

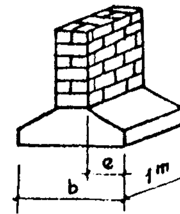
Quy định :

- Móng có cầu trục 75*T*, hoặc móng lộ thiên có cầu trục ı trục 15*T* và R ≤ 1,75kg/cm^2 thì ứng suất bắt buộc hình thang với $\frac{p_{min}}{p_{max}} > 0{,}25$.

- Nếu móng không có cầu trục thì có thể lấy $p_{min} < 0$

nhưng phải đảm bảo $\frac{3c}{a} \geq 0,75$.

VI.5.1.3. Các loại móng khác.



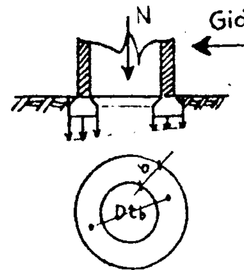
Móng băng :

Cắt ra 1*m* dài

$$b = \frac{N^{II}}{R - \gamma h} \qquad M = \frac{Re^2}{2}$$

$$F_a = \frac{M}{0,9m_aR_ah_0}$$

Móng tròn, vành khuyên :



$$F > \frac{N}{R - \gamma h};$$

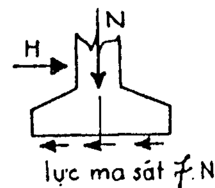
$$p_{min}^{max} = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W} + \gamma h$$

$$W_{tròn} = \frac{\pi D^3}{32};$$

$$W_{vành\ khuyên} = \frac{\pi D_{tb}b}{4}\left[\frac{D_{tb}^2 + b^2}{D_{tb} + b}\right].$$

Nếu $F_{móng}$ < $F_{đế}$ công trình thì mới dùng móng vành khuyên.

Móng có tải trọng ngang :



Lực ngang H do gió hoặc lực hãm cầu chạy sinh ra.

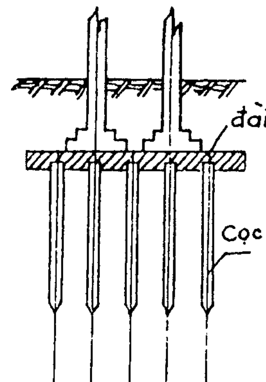
Cần kiểm tra chống trượt.

$$\frac{f.N}{\sum H} \geq 1,3 \div 1,5.$$

VI.5.2. MÓNG CỌC

VI.5.2.1 Khái niệm chung :

Móng cọc gồm cọc đơn và đài, có hai cách gọi :



- Nền cọc (từ đài trở xuống).

- Móng cọc : gồm đài, cọc, đất.

Móng cọc chịu lực do lực chống R_c ở mũi cọc và lực ma sát R_f ở thân cọc.

Phân loại cọc.

- Cọc xuyên đất mềm đến đất cứng gọi là cọc chống.

- Cọc chỉ xuyên đất mềm là cọc ma sát, nhưng vẫn có lực chống ở mũi : $R = R_c + R_f$

- Theo vật liệu : cọc gỗ, cọc thép, cọc bêtông.

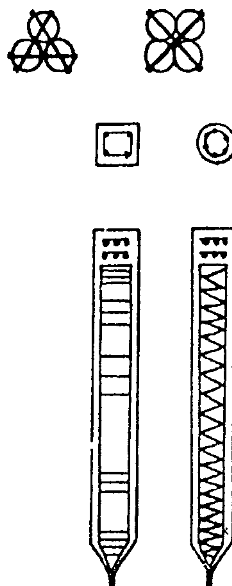
- Theo thi công : cọc xoắn, cọc đóng.

Phân loại móng

- Móng đài thấp : cả cọc và đài nằm trong đất.

- Móng đài cao : đài nằm trên mặt đất thiên nhiên.

Cấu tạo cọc



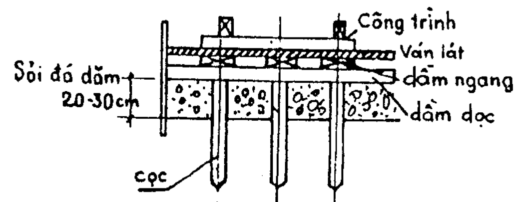
• **Cọc gỗ** : phải ngâm trong nước, không chịu được mực nước lên xuống; gỗ cả cây thì tốt $l = 6 \div 16m$; $\Phi = 16 \div 32cm$. Nếu phải nối : mối nối cách đài 2,5*m* và mối nối ở hai cọc cách nhau 0,75*m*. Đỉnh cọc cưa bằng, bịt đai thép cho khỏi tòe. Mũi cọc vát nhọn, nếu đất sỏi phải bịt thép. Có thể liên kết bằng gỗ nhỏ và bulông Φ16 cách nhau 0,5 đến 1*m*.

Cọc bê tông : đắt và khó thi công. Dùng cho công trình nặng, mực nước ngầm không ổn định. Thường dùng cọc vuông, tròn hoặc ống. Thép dọc chịu lực. Thép đai phân bố và chống vỡ khi đóng.

Đinh thường có 1 đến 2 lưới thép. Mũi cọ thể bịt thép. Cột tròn thép đai thường cuốn lò xo. Cốt dọc chịu lực thi công và vận chuyển. Theo kinh nghiệm có thể chọn như sau :

F \ L	6-7	8-9	10	11	12	13	14	15	16	17-18	19-20
20 x 20	4Φ14	4Φ14									
25 x 25	4Φ14	4Φ16	4Φ16	4Φ16							
30 x 30		4Φ16	4Φ16	4Φ16	4Φ18	4Φ18	4Φ18				
35 x 35			4Φ16	4Φ18	4Φ18	4Φ20	8Φ16	8Φ16	8Φ18		
40 x 40						8Φ16	8Φ16	8Φ18	8Φ18	8Φ20	8Φ22

Đài cọc gỗ (phức tạp nên ít dùng)



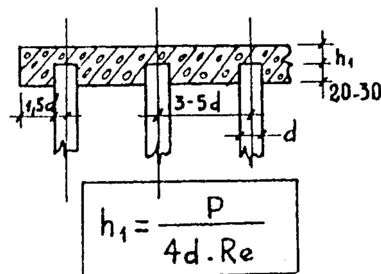
Đài bêtông dùng phổ biến cho cả cọc gỗ và bêtông.

- Cọc ăn vào đài 20-30*cm*.

- h_1 tính như móng sao cho lực cắt ≤ R_c.

- Khoảng cách cọc 3-5d.

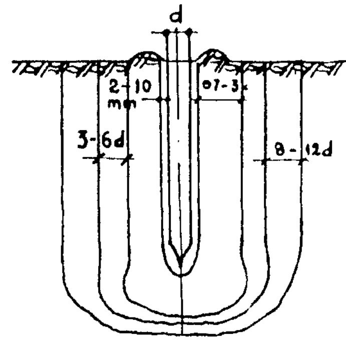
- Từ mép đài đến cọc 1,5d.



VI.5.2.2. Sức chịu tải của cọc đơn.

Hiện tượng xảy ra khi đóng cọc.

Đất chia ra 4 vùng :



- Vùng 1 : 2 đến 10*mm* đất nén rất chặt thành áo bao thân cọc.

- Vùng 2 : 0,7 đến 3d đất bị phá hoại hoàn toàn, bị trồi lên.

- Vùng 3 : 3 đến 6d đất không bị phá hoại nhưng độ ẩm tăng do nước vùng 1 và 2 dồn sang.

- Vùng 4 : 8 đến 12d đất không bị phá hoại cọc càng sâu thì vùng này càng rộng.

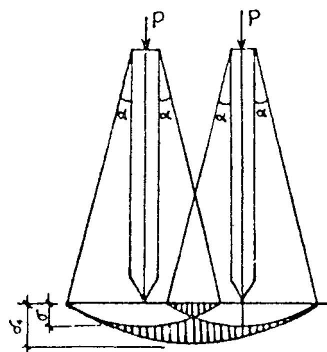
Nếu đất sét thì khi đóng độ chối e tăng vì cc độ nhờn do nước thoát đi không kịp; nghỉ một thời gian thì độ chối giảm.

Nếu đất cát, nước thoát nhanh, cát nén chặt cọc nên độ chối giảm, nghỉ một thời gian các hạt cát quanh cọc bị chuyển dịch nên độ chối tăng nhanh.

Mũi cọc gây ra ứng suất phân bố theo hình parabole. Nếu nhiều cọc thì $\sigma_1 > \sigma$. Muốn cho $\sigma_1 = \sigma$, nghĩa là độ lún của

nhóm cọc như 1 cọc thì khoảng cách hai cọc bằng $\frac{l}{4}$, thực tế lấy 3-5d. Thường chọn khoảng cách cọc theo bảng sau :

Chiều sâu cọc (m)	Khoảng cách hai cọc			
	d = 30cm		d = 40cm	
	Theo m	Theo d	Theo m	Theo d
5	1,32	4,4	1,52	3,8
10	1,86	6,2	2,14	5,4
15	2,28	7,6	2,64	6,6
20	2,64	8,8	3,04	7,6



Tính sức chịu cọc đơn :

*** Theo sức chịu vật liệu :**

$$P_{tt} = m.R.F$$

Nếu là cọc bêtông :

$$P_{tt} = 0,7m.RF_b + R_aF_a$$

chỉ tính cho cọc chống.

BẢNG HỆ SỐ m :

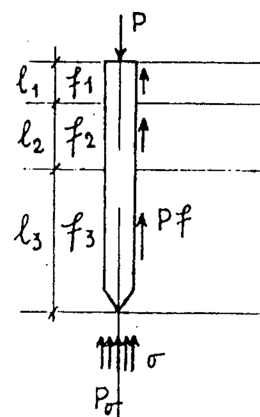
Đài	1-5 cọc	6 - 10	11 - 20	> 21
Cao	0,48	0,51	0,54	0,60
Thấp	0,51	0,54	0,60	0,60

*** Theo lý luận cơ học tính :**

Lực chống mũi $P_\sigma = F.\sigma$

Lực ma sát $P_f = \sum u_i l_i f_i$

$$P_{tt} = m\left[\sum u_i l_i f_i + F\sigma\right]$$



f_i phụ thuộc chỉ số sệt B và độ sâu của lớp đất :

Loại đất		Lực ma sát f_i = T/m^2 theo chiều sâu (m)						
Cát, Á cát	**Á sét, sét**	5	10	15	20	25	30	35
	B > 0,6	0.5	0,7	0.9	1 1			
	B = 0,6	1.0	1,2	1.4	1.6	1.8	1,9	2.0
	0,5	2.3	2.7	2,9	3.1	3.3	3,4	3.5
Bụi	0,4	2.8	3.4	3,8	4.1	4,4	4,7	5,0
Nhỏ	0,3	3,9	4,6	5,1	5.6	6,0	6,5	7,0
Trung, to	0,2	5,5	6,5	7,3	8.0	8.7	9,4	10,0

σ phụ thuộc chỉ số sệt B và độ sâu của lớp đất.

Loại đất		Lực chống σ T/m^2 ở độ sâu (m)						
Cát	**Á cát, Á sét, sét**	5	10	15	20	25	30	35
	B = 0,6	32,5	35	37,5	38	40	40	40
Bụi	0,5	120	150	160	170	180	190	200
Nhỏ	0,4	180	240	275	310	340	370	400
Trung	0,3	290	360	415	455	500	550	600
Nhiều cỡ	0,2	290	490	550	620	680	740	800
To	0,1	530	670	760	840	890	950	1000
Sỏi, đá	< 0.1	840	1030	1170	1270	1350	1430	1500

Thí dụ VI.13. Tính sức chịu cọc bên

Bảng tính lực ma sát

Lớp	l_i	h_i	f_i	ul_i	ul_if_i
Cát to	0,9	5,35	5,5	1,08	5,94
Á sét	1,1	6,35	2,4	1,32	3,17
Cát trung	2,0	7,90	6,2	2,40	14,88
Sét	1,4	9,60	4,6	1,68	7,73

$\sum ul_if_i$ = 31,72T

Lực chống mũi cọc ở lớp sét

B = 0,3, h = 10,5; σ = 365

F x σ = 0,3 x 0,3 x 365

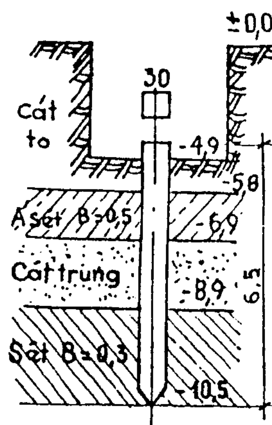
= 32,85T

Cho cọc đơn, đài thấp

m = 0,51

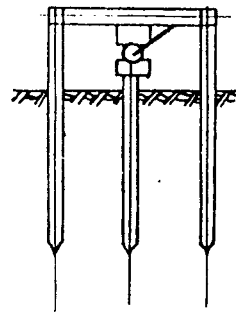
$P_{tính\ toán}$ = 0,51[31,72 + 32,85]

= 32,93T.



VI.5.2.3. Thí nghiệm tải trọng tĩnh

- Sau khi tính sức chịu của cọc thường phải thí nghiệm tải trọng tĩnh để kiểm tra lại sức chịu của cọc.



- Thường đóng 1 nhóm 5 cọc : bốn cọc bên làm đối trọng để thử cọc ở giữa.

- Dùng kích dầu tạo sức nén.

- Cấp tải trọng bằng $\frac{1}{15}$ đến $\frac{1}{10}$ P_{tt}.

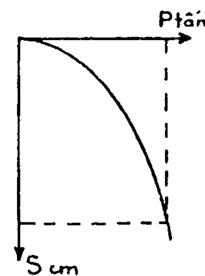
- Đất cát để nửa giờ, sét 1 giờ.

- Độ lún không quá 0,1*mm* thì được.

- Vẽ biểu đồ S(P) xác định sức chịu tải phá hoại theo :

P ứng với S = 40*mm*

P_i mà $S_i = 5S_{i-1}$



P_i mà $S_i = 2S_{i-1}$ nhưng S_i không chấm dứt theo thời gian.

P giới hạn (P_{gh}) là cấp trước của P phá hoại (P_{ph}).

P tính toán (P_{tt}) = mP_{gh}; m như ở trên.

Nếu P_{tt} này lớn hơn $P_{thiết\ kế}$ thì rút bớt cọc, nếu ngược lại thì phải tăng số cọc hoặc dùng cọc dài hơn. Thử tĩnh cho kết quả đáng tin cậy nhất. Nếu tổng số lượng thiết kế trên 200 cọc thì nhất định phải thử tĩnh.

VI.5.2.4. Thí nghiệm tải trọng động

Trước khi đúc cọc đại trà, thường đúc 1% số lượng để thử tải trọng động theo công thức sau :

$$P = \frac{1}{m}\left[-\frac{nF}{2} + \sqrt{\frac{n^2F^2}{4} + \frac{nF}{2}QH\frac{Q + k^2(q + q_1)}{Q + q + q_1}}\right]$$

P sức chịu cọc (T)

F tiết diện cọc (cm^2)

c độ chối (cm)

Q trọng lượng búa (T)

q trọng lượng cọc (T)

q_1 trọng lượng đệm (T)

m hệ số điều kiện làm việc như bảng dưới.

n hệ số cách đóng và vật liệu cọc.

k hệ số phục hồi lực đóng.

H chiều rơi của búa (cm).

Bảng hệ số m

Đài	m theo số lượng cọc			
	1 - 5	6 - 10	11 - 20	> 21
Cao	2,00	1,95	1,85	1,65
Thấp	1,95	1,85	1,65	1,65

Bảng trị số n T/cm^2 theo cọc và đệm

Cọc	n	Cọc	n
- Gỗ có đệm	0,008	- Thép đệm gỗ	0,02
- Gỗ không đệm	0,010	- Thép, mũ đệm thép	0,03
- Bêtông có mũ	0,015	- Thép, mũ không đệm	0,05

Chiều rơi H(*cm*) phụ thuộc H_1(*cm*) chiều rơi thực tế của búa và động lượng W(kgm).

Kiểu búa	Cọc đứng	Cọc xiên 3:1
- Búa treo và đơn động	$H = H_1$	$H = 0{,}8H_1$
- Búa Diésel, song động	$H = \frac{0{,}1.W}{Q}$	$H = \frac{0{,}08.W}{Q}$

k^2 thường lấy 0,20.

* Thực tế thường kiểm tra độ chối $e_{thiết\ kế} < e_{thực\ tế}$.

$$e_{thiết\ kế} = \frac{n.F.Q.H}{mP(mP + nF)} \times \frac{Q.k^2(q + q_1)}{Q + q + q_1}$$

VI.5.2.5. Thiết kế móng cọc

Xác định số lượng cọc :

Tự chọn tiết diện và chiều dài cọc.

Tính ra sức chịu tải của cọc P.

Xác định số lượng cọc.

Trúng tâm $n = \frac{N}{P}$

Lệch tâm $n = \mu\frac{N}{P}$

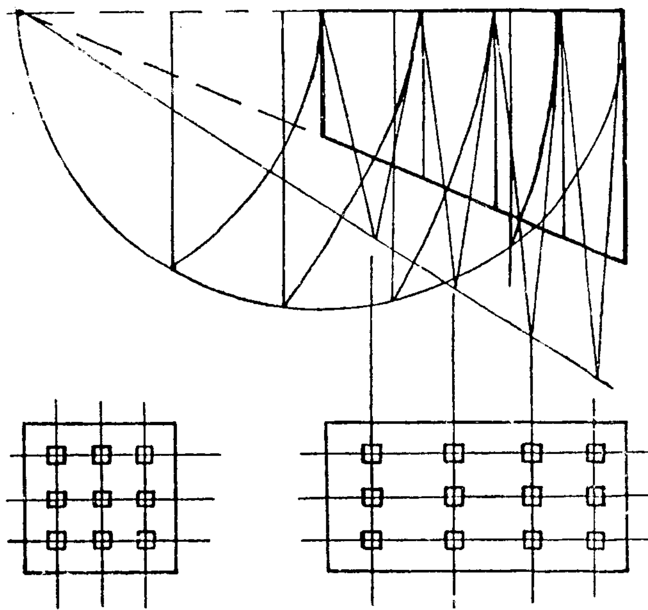
$\mu = 1{,}1 \approx 1{,}2$

Chú ý : ít cọc dài lợi hơn nhiều cọc ngắn.

Bố trí cọc :

- Tải trọng trúng tâm : bố trí cọc đều khắp diện tích móng, đảm bảo khoảng cách các cọc lớn hơn 3d.

- Tải trọng lệch tâm : chia biểu đồ ứng suất ra các diện tích bằng nhau và bố trí cọc đúng trọng tâm từng diện tích đó.



Móng trúng tâm　　　　Móng lệch tâm

Kiểm tra áp lực tính toán trên mỗi cọc :

- Trúng tâm : $P = \frac{N}{n} < P_{\text{thiết kế}}$

n : số cọc

N : tổng lực dọc.

- Lệch tâm : $P = \sigma W$ với $\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{J} Z$

W : tiết diện cọc; σ cường độ áp lực đặt trên cọc.

F : tổng diện tích cọc F = nW.

J : moment quán tính chính của tất cả các cọc đối với trục quán tính chính của đài.

Thường lấy $J = \sum W.Z^2$ (bỏ qua $\frac{\pi d^4}{64}$)

Và ta có :

$$P = W\left[\frac{N}{nW} + \frac{MZ}{W\sum Z^2}\right] = \frac{N}{n} + \frac{MZ}{\sum Z^2} < P_{\text{thiết kế}}.$$

Kiểm tra sức chịu của nền đất :

Coi abcd là khối thống nhất.

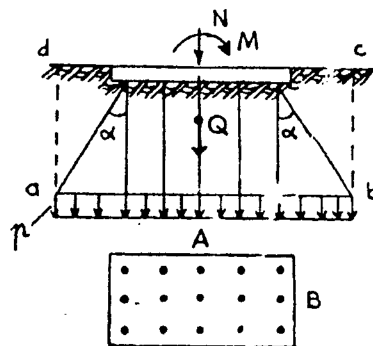
$F = (A + 2L_0 tg\alpha)(B + 2L_0 tg\alpha)$

$$P = \frac{N + Q}{F} \pm \frac{M}{W}$$

$p_{max} < 1{,}2R$

$p_{min} > 0$

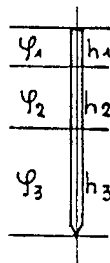
$p_{tb} < R$



Nếu có một lớp đất : $\alpha = \frac{\varphi}{2}$

Nếu có nhiều lớp đất :

$$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{2} = \frac{\varphi_1 h_1 + \varphi_2 h_2 + \varphi_3 h_3}{2(h_1 + h_2 + h_3)}$$



Tính độ lún móng cọc

Tính như móng thường, độ sâu là ad.

Chia lớp lấy tổng.

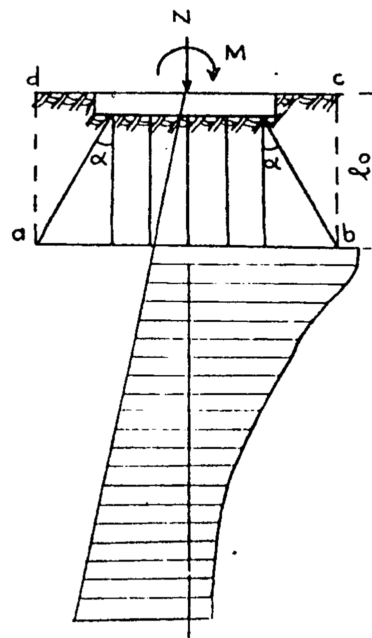
$$S = \sum a_{0i} h_i p_i$$

Lớp tương đương :

$$S = a_0 h_s p$$

Với $h_s = A_w b$

$$b = B + 2l_0 tg\alpha$$



Thí dụ VI.14.

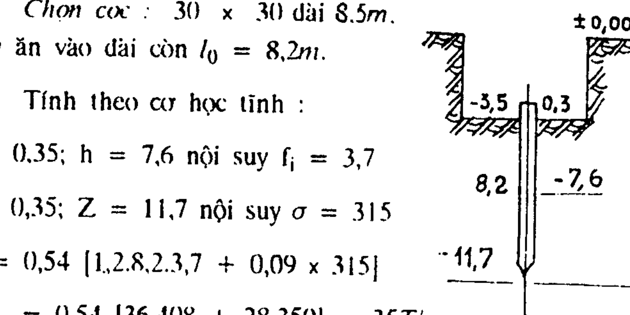
Thiết kế móng cọc, trụ một xương N = 260T; M = 30Tm; h = 3,5m; a = b = 3m; nền sét dẻo mềm B = 0,35.

Ứng suất :

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W} = \frac{260}{3.3} \pm \frac{30.6}{3.3^2} = 27{,}9 \pm 6$$

Tính ra $p_{max} = 3{,}46 kg/cm^2$; $p_{min} = 2{,}12 kg/cm^2$.

Chọn cọc : 30 x 30 dài 8,5*m*. Đ,3*m* ăn vào đài còn $l_0 = 8,2m$.



Tính theo cơ học tĩnh :

B = 0,35; h = 7,6 nội suy f_i = 3,7

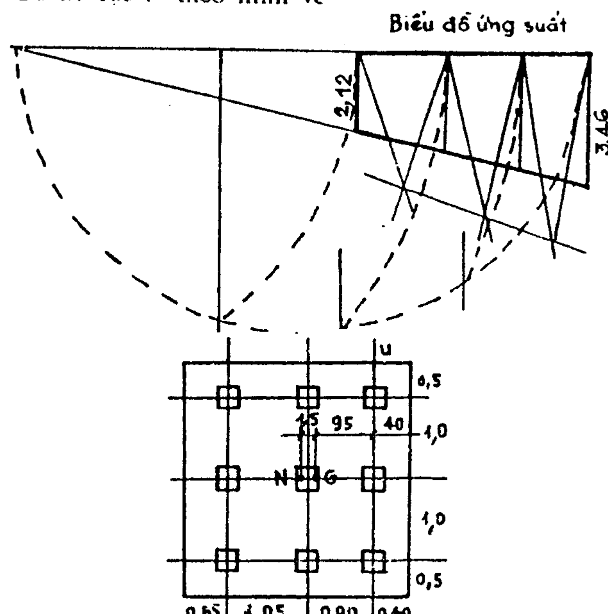
B = 0,35; Z = 11,7 nội suy σ = 315

P_{tt} = 0,54 [1,2.8,2.3,7 + 0,09 x 315]

= 0,54 [36,408 + 28,350] = 35*T/cọc*

Số cọc $n = \mu \frac{N}{P} = 1,1 \times \frac{260}{35} = 8,18$ chọn 9 cọc.

Bố trí cọc : theo hình vẽ



$$S_u = 3.F.0.9 + 3.F.1.95 = 8.55F$$

$$X_G = \frac{S_u}{nF} = \frac{8.55F}{9F} = 0,95$$

Vị trí $N = 150 - 135 = 15cm$

Moment ở móng :

$$M = 30 - 260 \times 0,15 = -9Tm.$$

Kiểm tra tải trọng cọc :

$$\sum Z^2 = 3\left[0.95^2 + 0.05^2 + 1.00^2\right] = 5.8m^2$$

$$P_{max} = \frac{260}{9} + \frac{9 \times 1}{5,8} = 27,9 + 1,6 = 29,5T$$

$$P_{min} = \frac{260}{9} - \frac{9 \times 0,95}{5,8} = 27,9 - 1,5 = 26,4T$$

So với P_{tt} = 35T/cọc thì thừa.

Có thể rút đi một cọc ở giữa.

Bố trí cách khác : 8 cọc cách đều

$$\sum Z^2 = 6 \times 1 = 6m^2$$

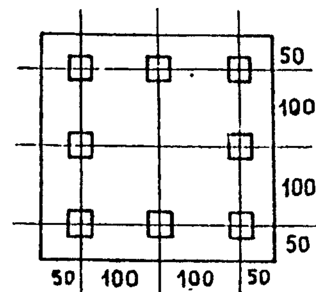
$$P_{max} = \frac{260}{8} + \frac{260 \times 0,1 - 30}{6} (-1)$$

P_{max} = 32,5 + 0,7 = 33,2T/cọc.

P_{min} = 32,5 - 0,7 = 31,8T/cọc.

Vẫn nhỏ hơn P_{tt} = 35T/cọc.

* Dài cọc phải dầy để chống lực cắt 260T tập trung ở giữa.



VI.6. TÍNH MÓNG TRÊN NỀN ĐÀN HỒI

Móng công trình đặt trên nền đất là một dạng truyền tải đặc biệt : phần trên ta đã thấy tải trọng của công trình qua mặt tiếp xúc của móng, phân bố ứng suất trong nền đất theo một quy luật nhất định. Ngược lại đất tác dụng vào móng của công trình như thế nào, thì chưa có một quy luật xác định.

Nhiều tác giả đã nghiên cứu vấn đề này và phân ra hai trường phái : trường phái một hệ số nền và trường phái nhiều hệ số nền.

Đối với đất nước ta, đa số là nền đất yếu, nên dùng một hệ số nền theo Winkler là phù hợp.

VI.6.1. NỘI DUNG PHƯƠNG PHÁP MỘT HỆ SỐ NỀN

Xét một công trình đặt trên nền đất tương tự như xét một dầm đặt trên nền đàn hồi mà phương trình vi phân cơ bản là :

$$E.J\frac{d^4y}{dx^4} + ky = q$$

E.J là độ cứng của công trình hay dầm.

y là đường đàn hồi của công trình hay dầm.

q là tải phân bố.

k là hệ số nền.

Xác định được y, bằng cách lấy đạo hàm liên tiếp ta tìm được θ, M, Q và tìm được phản lực của nền đất vào móng công trình theo p = ky.

Nghiệm của phương trình vi phân trên có nhiều dạng, trong đó nghiệm hàm Krưlốp là thuận tiện cho dầm hữu hạn.

Dựa theo Cauchy ta đặt :

$$y = C_1A(x) + C_2B(x) + C_3C(x) + C_4D(x)$$

A.B.C.D là các hàm Krưlốp có hai tính chất sau :

1) A(0) = 1;   B(0) = C(0) = D(0) = 0.

2) A' = -4mD; C' = mB; D' = mC; B' = mA.

C_i là các hệ số xác định theo điều kiện biên hay thông số ban đầu.

Đối với dầm đặt trên nền đàn hồi ta có :

$$y = y_0A + \frac{\theta_0}{m}B + \frac{4m^2}{k}\sum M.C + \frac{4m}{k}\sum P.D$$

$$\theta = \theta_0A + \frac{4m^3}{k}\sum M.B + \frac{4m^2}{k}\sum P.C - 4my_0.D$$

$$M = \sum M.A + \frac{1}{m}\sum P.B - \frac{ky_0}{m^2}C - \frac{k}{m^3}\theta_0.D$$

$$Q = \sum P.A - \frac{ky_0}{m}B - \frac{k\theta_0}{m^2}C - 4m\sum M.D$$

với $m = \sqrt[n]{\frac{k}{4EJ}}$

Và các hàm Krưlốp như sau :

$$A = \text{chmx.cosmx}$$

$$B = \frac{1}{2}\left[\text{chmx.sinmx} + \text{Shmx.cosmx}\right]$$

$$C = \frac{1}{2}\text{Shmx.sinmx}$$

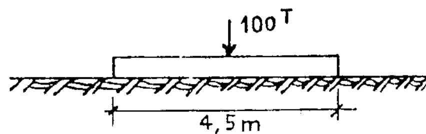
$$D = \frac{1}{4}\left[\text{chmx.sinmx} - \text{Shmx.cosmx}\right]$$

VI.6.2. HỆ SỐ NỀN k

Loại đất	k	
	kg/cm³	T/m³
a. Cát bụi, cát ngâm nước, sét nhão, cát chảy, bùn	0,1 ÷ 0,5	100 ÷ 500
b. Cát thô, đá ba lát, sỏi, sét ẩm, cát trầm tích, sét phong hóa	0,5 ÷ 5	500 ÷ 5000
c. Cát to, sỏi, đá dăm, sét ẩm ít cát sỏi nhỏ	5 ÷ 10	5000 ÷ 10000
d. Á cát, á sét, đất đắp đầm chặt, sét cứng	10 ÷ 20	10000 ÷ 20000
e. Đá vôi, đá rời, cát rời hạt lớn, diệp thạch	20 ÷ 100	20000 ÷ 100000

Thí dụ VI.15.

Tính nội lực của dầm bê tông bh = 1 x 0,75*m* chịu tải 100*T* đặt trên nền đất có k = 250T/m^3 biết E_h = 2,1.10$^6T/m^2$



$$EJ = 2{,}1.10^6 \times \frac{1 \times 0{,}75^3}{12} = 73.828\text{Tm}^2$$

$$m = \sqrt[4]{\frac{250}{4 \times 73828}} = 0{,}170575.$$

Vì hệ đối xứng, ta tính nửa dầm với bước của x là 0,45m

Tra hàm Krưlốp ta có bảng sau :

x	0	0,45	0,90	1,35	1,80	2,25
mx	0	0,077	0,154	0,230	0,307	0,384
A	1	1,000	0,9999	0,9995	0,99856	0,9963
B	0	0,0770	0,1540	0,22995	0,3069	0,3837
C	0	0,0030	0,0180	0,02645	0,04713	0,07374
D	0	0,000085	0,00061	0,0020	0,004815	0,00945

Tại giữa dầm $\theta = 0$ và Q = 50T (một nửa ngoại tải) thay vào hai phương trình trên ta có :

$$0 = 0{,}9963k\theta_0 - 0{,}006448ky_0$$

$$50 = -2{,}534384k\theta_0 - 2{,}249450ky_0$$

Giải ra ta có :

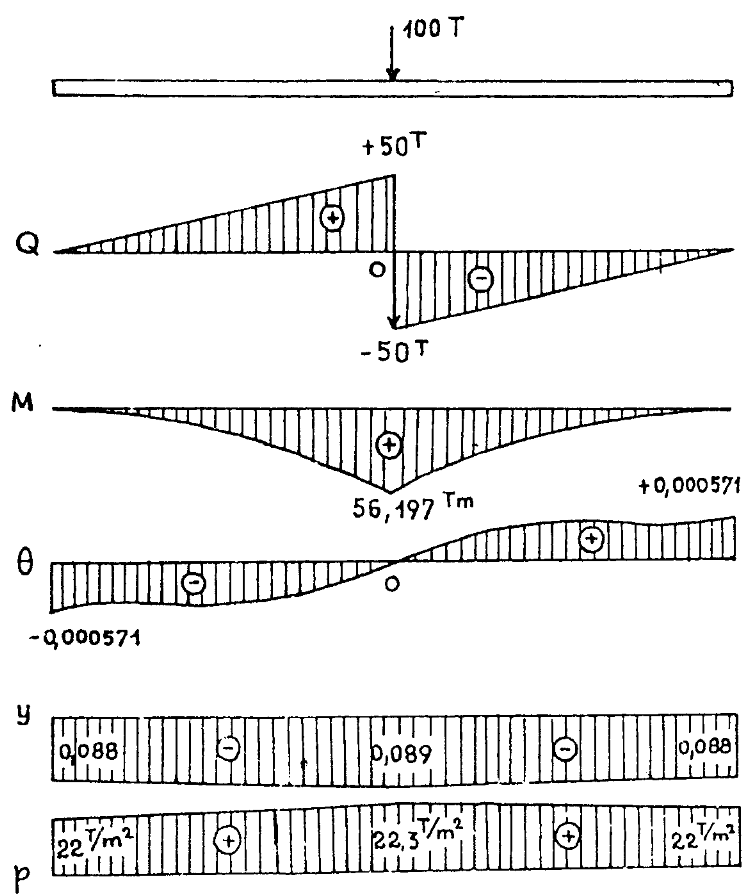
$$k\theta_0 = -0{,}142810 \text{ và } \theta_0 = -0{,}000571$$

$$ky_0 = -22{,}066843 \text{ và } y_0 = -0{,}088267$$

Thay $k\theta_0$ và ky_0 vào 4 phương trình trên, chú ý rằng phía trái của dầm không có M và P, ta có bảng sau :

x	0,00	0,45	0,90	1,35	1,80	2,25
Q	0	9,976	20,011	29,978	39,934	50,000
M	0	2,278	13,669	20,118	35,883	56,197
θ	-0,000571	-0,000566	-0,000534	-0,000451	-0,000280	0,000
y	-0,088267	-0,088525	-0,088783	-0,088993	-0,089168	-0,089226
P	22,067	22,131	22,196	22,248	22,292	22,307

Dựa kết quả trên ta có thể lập các biểu đồ sau :



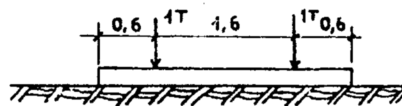
Thử lại phản lực đất nền cho một nửa dầm :

$$\sum P = 1m \times 0.45 \times \Big[11.033 + 22.131 + 22.196 + 22.248 +$$

$$22.292 + 11.153 \Big] = 0,45 \times 111.053 = 49.974T$$

Sai số 0.026/50 = 0,052% là rất nhỏ.

Thí dụ VI.16.



Tính nội lực của tà vẹt bêtông bh = 1 x 0,2*m* đặt trên nền đất k = 250T/m^3 biết E_b = 2,1.$10^6 T/m^3$.

$$EJ = 2,1 \times 10^6 \times \frac{1 \times 0,2^3}{12} = 1407Tm^2$$

$$m = \sqrt[4]{\frac{250}{4 \times 1407}} = 0,459089$$

Hệ đối xứng ta cũng tính cho nửa dầm.

Tra hàm Krưlốp ta có bảng sau :

x	0	0.28	0,60	0.84	1.12	1.40
mx	0	0.1285	0.2754	0.3850	0.5142	0.6427
A	1	0.9999	0.99905	0.9963	0.9882	0.9716
B	0	0.1285	0.2754	0.3853	0.5138	0.6390
C	0	0.00826	0.0380	0.0741	0.1321	0.2061
D	0	0.0003425	0.003472	0.00953	0.022646	0.0491

Tại giữa dầm $Q = \theta = 0$ ta có hai phương trình

$$0{,}9716k\theta_0 - 0{,}090ky_0 = +0{,}173$$

$$0{,}977970k\theta_0 + 1{,}391953ky_0 = -0{,}9716$$

Giải ra ta có :

$$k\theta_0 = +0{,}107062 \rightarrow \theta_0 = +0{,}000428$$

$$k;y_0 = -0{,}773232 \rightarrow y_0 = -0{,}003093$$

Thay vào 4 phương trình cơ bản :

$$y = -0{,}003093A + 0{,}000932B - 0{,}007345D$$

$$\theta = +0{,}000428A - 0{,}003372C + 0{,}005679D$$

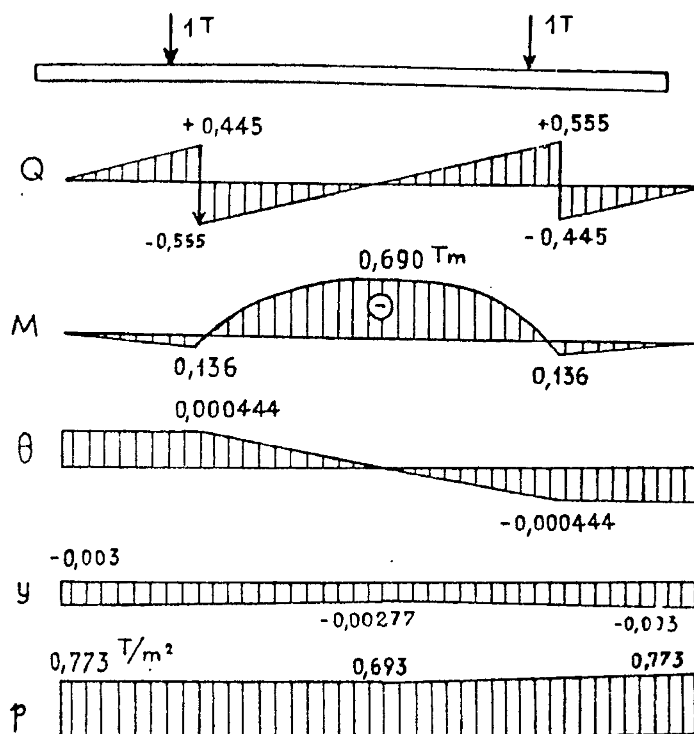
$$M = -2{,}178333B + 3{,}669082C - 1{,}106636D$$

$$Q = -A + 1{,}684355B - 0{,}508020C$$

Thay ABCD bằng trị số tại các điểm ta có :

x	0,00	0,28	0,60	0,84	1,12	1,40
Q	0	0,212	0 445 -0 555	-0,385	-0,190	0,000
M	0	0,030	0,136	-0,578	-0,660	-0,690
θ	0,000428	0,000430	0,000444	0,000231	0,000107	0,000
y	-0,003093	-0,002973	-0,002833	-0,002792	-0,002743	-0,002770
p	0,773	0,743	0,708	0,698	0,686	0,693

Dựa kết quả trên ta có thể lập các biểu đồ sau :



Xét hai phương trình θ và Q ta có :

$$0{,}7568k\theta_0 - 0{,}04051ky_0 = 0$$
$$-281{,}7016k\theta_0 - 22{,}7668ky_0 = 100$$

Giải ra ta có :

$$ky_0 = -2{,}642305 \rightarrow y_0 = -0{,}010569$$
$$k\theta_0 = -0{,}141437 \rightarrow \theta_0 = -0{,}000566$$

Thay vào 4 phương trình cơ bản :

$$Q = 57{,}483B + 66{,}941C;\ M = 1250C + 10296D$$
$$\theta = \theta_0 A + 0{,}001943D;\ y = y_0 A - 0{,}012308B$$

Kết quả tính toán theo bảng sau :

x	0	6	12	18	24
Q	0	19	42	70	100
M	0	87	476	1407	3012
$\theta(10^3)$	-0,566	-0,558	-0,503	-0,336	0,000
$y(10^3)$	-10,57	-14,61	-17,16	-19,78	-20,88

2P = 2 x 200T. U không tải, không có nước ngầm :

Vì sự đối xứng tại giữa u θ = Q = 0, ta có :

$$0{,}7568k\theta_0 - 0{,}0405505ky_0 = 1{,}006069$$
$$281{,}7016k\theta_0 + 22{,}7666ky_0 = -151{,}36$$

Giải ra :

$ky_0 = -13,895281 \rightarrow y_0 = -0,055581$

$k\theta_0 = 0,585683 \rightarrow \theta_0 = 0,002343$

Và $y = y_0A + 0,050972B - 0,147091D$

$\theta = \theta_0A - 0,006761C + 0,010219D$

$M = -4351B + 6576,5C - 6030D$

$Q = -200A + 302,295B - 277,20C$

Kết quả tính toán theo bảng sau :

x	0	6	12	18	2[illegible]
Q	-200	-126	-73	-32	(
M	0	-982	-1560	-1873	-1967
$\theta(10^{-3})$	2,343	2,114	1,570	0,813	(
$y(10^{-3})$	-55,581	-41,797	-30,882	-23,539	-21126

M = 1100Tm. U không tải, có nước ngầm :

Vì đối xứng tại giữa u $\theta = Q = 0$, ta có :

$0,7568k\theta_0 - 0,0405505ky_0 = -0,447203$

$281,7016k\theta_0 + 22,7666ky_0 = -44,555763$

Giải ra :

$ky_0 = 3,221298 \rightarrow y_0 = 0,012885$

$k\theta_0 = -0,418506 \rightarrow \theta_0 = -0,001674.$

Và $y = y_0A - 0,036419B + 0,037187C$

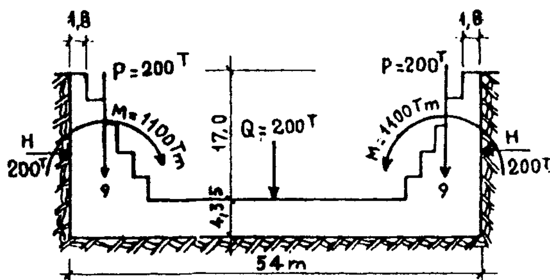
$\theta = \theta_0A + 0,001709B - 0,002369D$

Kiểm lại phản lực đất nền vào một nửa tà vẹt :

$$\sum P = 1 \times 0{,}28 \times \left[0{,}3865 + 0{,}743 + 0{,}708 + 0{,}698 + 0{,}686 + 0{,}3465\right] = 0{,}28 \times 3{,}568 = 0{,}99904T$$

Sai số chưa đến một phần nghìn.

Thí dụ VI.17.



Thiết kế ụ tàu bêtông cốt thép $E_b = 2{,}0.10^6 T/m^2$, $\mu = 0{,}167$. Nền đất yếu $k = 250T/m^3$.

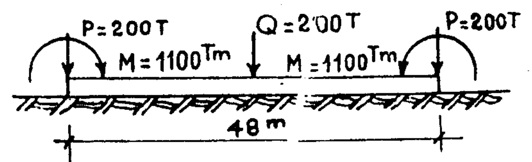
Mỗi mét dài của ụ chịu :

$P = H = Q = 200T$, $M = 1100Tm$

$$EJ = 2.10^6 \times \frac{1 \times 4{,}35^3}{12(1 - 0{,}167^2)} = 14.10^6$$

$$m = \sqrt[4]{\frac{250}{4.14.10^6}} = 0{,}045966$$

Sơ đồ tính toán như sau :



Hệ đối xứng nên ta tính một nửa ụ tàu.

Tra hàm Krưlốp ta có hằng số sau :

x	0	6	12	18	24
mx	0	0,276	0,552	0,827	1,103
A	1	0,9990	0,9847	0,9210	0,7568
B	0	0,2800	0,5484	0,8169	1,0465
C	0	0,0392	0,1511	0,3427	0,5952
D	0	0,0037	0,0279	0,0951	0,2203

Để tiện tổ hợp tải trọng bất lợi, ta tách ra 3 trường hợp chịu tải (Q, P và M) để tính.

Q = 200T, Tàu vào ụ, không có nước ngầm :

Vì sự đối xứng, tại giữa ụ $\theta = 0$ và $Q = 100T$

$$M = 1100A - 1524{,}6C + 4309{,}15D$$
$$Q = -70{,}08B + 198{,}075C - 202{,}25D$$

Kết quả tính toán theo bảng sau :

x	0	6	12	18	24
Q	0	-13	-14	-9	0
M	1100	1055	973	901	874
$\theta(10^{-3})$	-1,674	-1,202	-0,777	-0,371	0
$y(10^{-3})$	12.885	4.133	-1,665	-5,140	-6,227

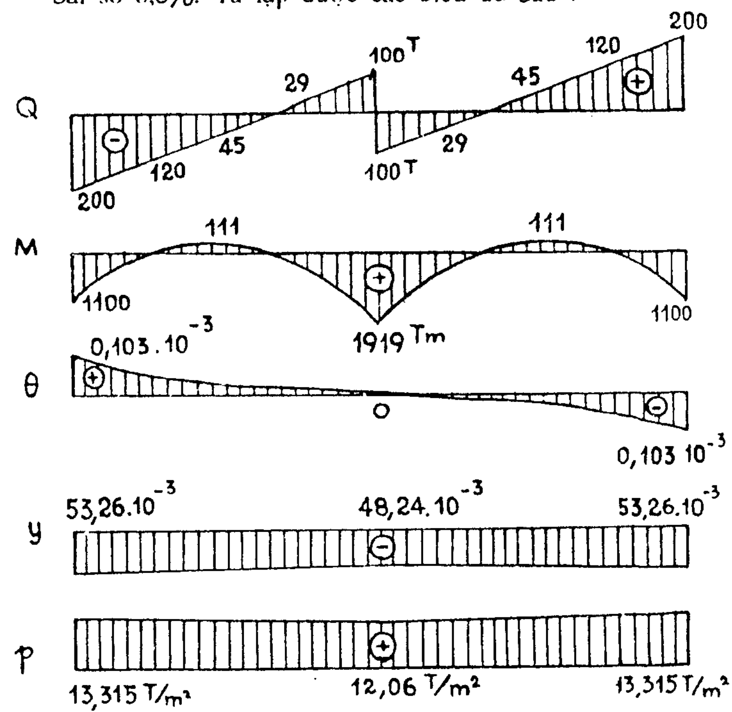
Kết quả tổ hợp cả Q + P + M

x		0	6	12	18	24
Q	do Q	0	19	42	70	100
	do P	-200	-126	-73	-32	0
	do M	0	-13	-14	-9	C
	$\sum$	-200	-120	-45	29	100
M	do Q	0	87	476	1407	3012
	do P	0	-982	-1560	-1873	-1967
	do M	1100	1055	973	901	874
	$\sum$	1100	160	-111	435	1919
$\theta(10^{-3})$	do Q	-0,566	-0,558	-0,503	-0,336	0,000
	do P	2,343	2,114	1,570	0,813	0,000
	do M	-1,674	-1,202	-0,777	-0,371	0,000
	$\sum$	0,103	0,354	0,290	0,106	0,000

x		0	6	12	18	24
$y(10^{-3})$	do Q	-10,57	-14,61	-17,16	-19,78	-20,88
	do P	-55,58	-41,80	-30,88	-23,54	-21,13
	do M	12,89	4,13	-1,67	-5,14	-6,23
	$\sum$	-53,26	-52,28	-49,71	-48,46	-48,24

Kiểm tra phản lực đất nền ta có $\sum P = 301,8T$.

Sai số 0,6%. Ta lập được các biểu đồ sau :



Sau đây là các hàm Krưlốp để tính móng trên nền đàn hồi.

BẢNG VI.1 HÀM KRƯLỐP

mx	A	B	C	D
0.000	1 0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,001	1,0000	0,0010	0.0000	0,0000
0,002	1.0000	0,0020	0.0000	0,0000
0,003	1.0000	0,0030	0,000005	0,0000
0,004	1,0000	0,0040	0,00001	0,0000
0,005	1.0000	0,0050	0,000015	0,0000
0.006	1.0000	0,0060	0,00002	0,0000
0,007	1,0000	0,0070	0,000025	0,0000
0,008	1,0000	0,0080	0,00003	0,0000
0,009	1,0000	0,0090	0,00004	0,0000
0,010	1,0000	0,0100	0,00005	0,0000
0,011	1,0000	0,0110	0,00006	0,0000
0,012	1,0000	0,0120	0,00007	0,0000
0,013	1,0000	0,0130	0,000085	0,0000
0,014	1,0000	0,0140	0,00010	0,0000
0,015	1,0000	0,0150	0,000115	0,0000
0,016	1,0000	0,0160	0,00013	0,0000
0,017	1,0000	0,0170	0,000145	0,0000
0,018	1,0000	0,0180	0,00016	0,0000
0,019	1,0000	0,0190	0,00018	0,0000
0,020	1,0000	0,0200	0,00020	0,0000
0,030	1,0000	0,0300	0,00045	0,0000
0,040	1,0000	0,0400	0,00080	0,0000
0,050	1,0000	0,0500	0,00125	0,0000
0,060	1,0000	0,0600	0,0018	0,00005
0,070	1,0000	0,0700	0,00245	0,00005
0,080	1,0000	0,0800	0,0032	0,0001
0,090	1,0000	0,08995	0,00405	0,0001
0,100	1,0000	0,1000	0,0050	0,00015
0.110	1,0000	0,1100	0,00605	0,0002

mx	A	B	C	D
0.120	1.0000	0.1200	0.0072	0.0003
0.130	0.9999	0.1300	0.00845	0.00035
0.140	0.9999	0.1400	0.0098	0.00045
0.150	0.9999	0.1500	0.01125	0.00055
0.160	0.9999	0.1600	0.0128	0.0007
0.170	0.9999	0.1700	0.01445	0.0008
0.180	0.9998	0.17995	0.0162	0.0010
0.190	0.9998	0.1900	0.01805	0.00115
0.200	0.9997	0.2000	0.0200	0.00135
0.210	0.9997	0.2100	0.02205	0.00155
0.220	0.9996	0.21995	0.0242	0.0018
0.230	0.9995	0.22995	0.02645	0.0020
0.240	0.9995	0.2400	0.0288	0.0023
0.250	0.9993	0.2500	0.03125	0.0026
0.260	0.9992	0.25995	0.0338	0.0029
0.270	0.9991	0.26995	0.03645	0.0032
0.280	0.9990	0.27995	0.0392	0.0037
0.290	0.9988	0.28995	0.04205	0.0041
0.300	0.9987	0.2999	0.0450	0.0045
0.310	0.9985	0.3099	0.04805	0.00495
0.320	0.9983	0.3199	0.0512	0.00545
0.330	0.9980	0.32985	0.05445	0.0060
0.340	0.9978	0.33985	0.0578	0.0066
0.350	0.9975	0.3498	0.06125	0.00715
0.360	0.9972	0.3598	0.0648	0.00775
0.370	0.9970	0.3698	0.06845	0.00845
0.380	0.9965	0.3797	0.0722	0.00915
0.390	0.9961	0.3897	0.07605	0.0099
0.40	0.9957	0.39965	0.0800	0.0107
0.41	0.9953	0.4096	0.0840	0.0115
0.42	0.9948	0.4196	0.08815	0.01235

mx	A	B	C	D
0,43	0.9943	0.4295	0,0924	0.01325
0.44	0.9938	0.43945	0.09675	0.0142
0.45	0.9932	0.4494	0.1012	0,0152
0.46	0.9925	0,95935	0.10575	0,0162
0,47	0,9919	0.4692	0.1104	0,0173
0,48	0.9911	0.4791	0,11515	0.0184
0.49	0.9904	0.48905	0.11995	0.0196
0,50	0.9895	0.49895	0.1249	0.0208
0,51	0.9887	0.50885	0.12995	0,0221
0.52	0,9878	0.51875	0.1351	0.0234
0.53	0.9869	0,5286	0.14035	0,0248
0,54	0.9858	0.53845	0.14565	0.0262
0,55	0,9847	0.54835	0 1511	0.0277
0,56	0.9836	0.5582	0.15665	0.02925
0.57	0,9824	0,5680	0.16225	0,03085
0.58	0.9811	0,5778	0.1680	0,0325
0.59	0.9798	0,5876	0,1738	0,0342
0.60	0.9784	0.59745	0.17975	0,0360
0,61	0.9769	0.6072	0.18575	0,0378
0.62	0.9754	0.61695	0.1919	0.0397
0.63	0.9738	0 6267	0.1981	0.04165
0.64	0.9721	0,6364	0 2044	0.04365
0,65	0.9703	0.64615	0.21085	0,0457
0.66	0 9684	0.65585	0.21735	0.0479
0.67	0.9664	0.6655	0.22395	0,0501
0,68	0.9644	0.67515	0,23065	0,0524
0,69	0,9623	0.6848	0.23745	0.0547
0.70	0.9600	0 6944	0 24435	0,0571
0.71	0.9577	C.70395	0.25135	0.0596
0.72	0.9552	0,71355	0,2584	0.0621

mx	A	B	C	D
0,73	0.9527	0.7231	0.2656	0.06475
0,74	0,9501	0,7326	0.2729	0,06745
0,75	0,9473	0,7421	0,28025	0,0702
0,76	0,9444	0.74055	0.28775	0.0730
0,77	0,9415	0,7610	0,2953	0,07595
0,78	0,9384	0,7740	0,30296	0,07895
0,79	0,9351	0,77975	0,3107	0,0820
0,80	0,9318	0,7891	0,31855	0,08515
0,81	0,9283	0,7984	0,3265	0,0884
0,82	0,9247	0,8077	0,3345	0,0917
0,83	0,9210	0,81685	0,34265	0,0951
0,84	0,9171	0,8261	0,35085	0,09855
0,85	0,9131	0,8351	0,35915	0,1021
0,86	0,9090	0,84435	0,36755	0,1057
0,87	0,9047	0,8534	0,37605	0,10945
0,88	0,9002	0,8624	0,3846	0,11325
0,89	0,8956	0,8714	0,3933	0,11715
0,90	0,9831	0,88035	0,40205	0,1211
0,91	0,8859	0,88925	0,4109	0,1252
0,92	0,8808	0,89805	0,41985	0,1243
0,93	0,8753	0,90685	0,42885	0,1331
0,94	0,8701	0,91555	0,43795	0,1379
0,95	0,8645	0,9242	0,44715	0,14235
0,96	0,8587	0,93285	0,45645	0,1469
0,97	0,8528	0,94145	0,46585	0,1515
0,98	0,8466	0,9499	0,4753	0,1562
0,99	0,8334	0,95355	0,48485	0,1586
1,00	0,8337	0,96675	0,49445	0,1659
1,01	0,8270	0,9750	0,50115	0,17085
1,02	0,8201	0,98325	0,51395	0.1760
1,03	0,8129	0,9914	0,5238	0,18115

mx	A	B	C	D
1,04	0,8056	0,9995	0,53375	0.18645
1,05	0,7980	1.00755	0.5438	0 1918
1,06	0,7902	1.01545	0.55395	0.1973
1,07	0,7822	1.0233	0.5641	0.2029
1,08	0,7740	1,0311	0,5744	0.2086
1,09	0,7655	1.0388	0.58475	0,2134
1,10	0,7568	1,04645	0.59515	0.2203
1,11	0,7479	1.05395	0.60565	0,2263
1,12	0,7387	1.0613	0.61625	0.23235
1,13	0,7293	1,0687	0 6269	0.2386
1,14	0,7196	1,07595	0.6376	0.2449
1,15	0,7097	1,0831	0 6484	0.25135
1,16	0,6995	1,09015	0.6543	0.2579
1,17	0,6891	1,0971	0 6702	0,26455
1,18	0,6784	1,10395	0.68125	0.2713
1,19	0,6674	1,11065	0.6923	0,2782
1,20	0,6561	1,1173	0.70345	0,28515
1,21	0,6446	1,1238	0,71465	0,29225
1,22	0,6330	1,1306	0,7259	0,29965
1,23	0,6206	1,13645	0.73725	0,3068
1,24	0,6082	1,1426	0,74865	0,3142
1,25	0,5955	1,1480	0.7601	0.32175
1,26	0,5824	1,1545	0.7716	0,3294
1,27	0,5691	1,1602	0.7832	0.3372
1,28	0,5555	1,1659	0.7948	0.34505
1,29	0,5415	1,17135	0.8065	0,3531
1,30	0,5272	1,1767	0,81825	0.3612
1,31	0,5126	1,1819	0.83005	0.36945
1,32	0,4977	1,1870	0.8419	0 3778
1,33	0,4824	1,19185	0.8538	0.3863

mx	A	B	C	D
1.34	0.4668	1 1966	0,8657	0,39485
1.35	0.4508	1.2012	0.8777	0.4036
1.36	0.4345	1,20565	0,88975	0.4124
1.37	0.4178	1 20985	0.9018	0 4224
1.38	0.4008	1.21395	0.91395	0.4305
1.39	0.3833	1,2179	0 9261	0,43965
1.40	0.3656	1.22165	0.9383	0.4490
1.41	0.3474	1.2252	0.95055	0 45845
1.42	0.3289	1.2286	0.9648	0.4680
1.43	0.3100	1.23175	0.9751	0 4777
1.44	0,2907	1 23335	0.97645	0.4882
1.45	0.2710	1.23755	0 9998	0.4974
1.46	0 2509	1 2402	1.0122	0,5075
1.47	0 2304	1.2426	1.0246	0.51765
1.48	0.2095	1 2448	1.03705	0.5280
1.49	0.1882	1 2468	1.0495	0.5384
1.50	0.1664	1.24855	1.06195	0.5490
1.51	0.1442	1.2501	1.07445	0.55965
1.52	0.1216	1.25145	1.0870	0.5705
1,53	0.0986	1.2526	1.0995	0.5814
1,54	0.0746	1.2534	1.11205	0.59245
1,55	0.0512	1.25405	1.12405	0.6036
1.56	0 0268	1.25445	1.1371	0.6149
1.57	0.0020	1.2546	1.14965	0.6264
0,5 π	0 0000	1.2545	1.15065	0 6273
1.58	-0.0233	1.2545	1.1622	0.63795
1.59	-0.0490	1.25415	1.17975	0.6496
1,60	-0,0753	1.25435	1.18725	0.66145
1.61	-0.1014	1,2526	1.1990	0.67335
1.62	-0.1291	1,25145	1.21235	0.6854

mx	A	B	C	D
1,63	0,1568	1,25005	1,22485	0,6976
1,64	0,1849	1,24835	1,23735	0,7099
1,65	-0,2136	1,24635	1,2498	0,7224
1,66	-0,2427	1,24405	1,26225	0,7349
1,67	-0,2724	1,2415	1,2747	0,7476
1,68	-0,3026	1,2386	1,2871	0,7604
1,69	-0,3332	1,2354	1,29945	0,7706
1,70	-0,3644	1,2319	1,3118	0,7864
1,71	-0,3961	1,22815	1,3241	0,7996
1,72	-0,4284	1,2240	1,33635	0,8129
1,73	-0,4612	1,2195	1,34855	0,8263
1,74	-0,4945	1,2148	1,36075	0,83985
1,75	-0,5284	1,20965	1,37235	0,8535
1,76	-0,5628	1,2042	1,38495	0,8673
1,77	-0,5977	1,1984	1,39695	0,8812
1,78	-0,6833	1,1923	1,4089	0,89525
1,79	-0,6894	1,1857	1,4208	0,9094
1,80	-0,7060	1,17885	1,4326	0,9237
1,81	-0,7433	1,1716	1,44435	0,93805
1,82	-0,7811	1,1640	1,45605	0,95255
1,83	-0,8195	1,1560	1,46765	0,96715
1,84	-0,8584	1,1476	1,47915	0,9819
1,85	-0,8980	1,13885	1,4906	0,9968
1,86	-0,9382	1,12965	1,50195	1,0117
1,87	-0,9790	1,12005	1,5132	1,0268
1,88	-1,0203	1,11005	1,52435	1,0420
1,89	-1,0623	1,09965	1,5354	1,0573
1,90	-1,1049	1,0888	1,54635	1,0727
1,91	-1,1481	1,07755	1,55715	1,0882
1,92	-1,1920	1,06585	1,5679	1,1038

mx	A	B	C	D
1,93	-1,2364	1,05375	1,5785	1,1196
1,94	-1,2815	1,0411	1,58895	1,1354
1,95	-1,3273	1,0281	1,5993	1,15135
1,96	-1,3736	1,01455	1,6095	1,1674
1,97	-1,4207	1,00065	1,6196	1,1835
1,98	-1,4683	0,98615	1,62955	1,1998
1,99	-1,5166	0,97125	1,6393	1,2161
2,00	-1,5656	0,95575	1,64895	1,2325
2,01	-1,6153	0,9399	1,6584	1,2421
2,02	-1,6656	0,9235	1,66775	1,26575
2,03	-1,7165	0,9066	1,6769	1,28245
2,04	-1,7682	0,88915	1,6859	1,2993
2,05	-1,8205	0,87125	1,69465	1,3162
2,06	-1,8734	0,8528	1,7033	1,3315
2,07	-1,9471	0,83375	1,7117	1,3502
2,08	-1,9815	0,8142	1,71995	1,3674
2,09	-2,0365	0,7939	1,7280	1,3845
2,10	-2,0923	0,7735	1,73585	1,40195
2,11	-2,1487	0,7523	1,7435	1,41935
2,12	-2,2058	0,73055	1,7509	1,4368
2,13	-2,2636	0,70815	1,7581	1,4544
2,14	-2,3221	0,68525	1,76505	1,4720
2,15	-2,3814	0,66175	1,7718	1,4897
2,16	-2,4413	0,6376	1,7783	1,5074
2,17	-2,5020	0,6129	1,78455	1,52525
2,18	-2,5633	0,5876	1,79055	1,5431
2,19	-2,6254	0,5616	1,7963	1,56105
2,20	-2,6882	0,5351	1,8018	1,57905
2,21	-2,7518	0,50785	1,8079	1,5971
2,22	-2,8160	0,48005	1,81195	1,6152

mx	A	B	C	D
2,23	-2.8810	0.45155	1.8166	1.6333
2,24	-2.9466	0.4224	1.82095	1.6515
2.25	-3.0131	0.3926	1.82505	1.66975
2,26	-3.0802	0,3621	1.8288	1.6880
2.27	-3.1481	0.3310	1.83225	1.7063
2.28	-3.2167	0.2992	1.83545	1.72465
2.29	-3.2861	0,26665	1.83825	1.7430
2.30	-3.3562	0.23345	1.84075	1.7614
2,31	-3.4270	0.19955	1.84295	1.7798
2.32	-3.4986	0.16485	1.84475	1.7983
2.33	-3.5708	0,12955	1.8462	1.8167
2,34	-3,6439	0.0935	1,8478	1.8352
2,35	-3,7177	0,05655	1,8481	1.85365
2,36	-3,7922	0.0191	1.84845	1,87215
2,37	-3,8675	-0,01915	1,8485	1,8906
2.38	-3.9435	-0,05825	1,84805	1,9091
2.39	-4,0202	-0,09805	1,8473	1,9276
2,40	-4,0976	-0,1386	1,8461	1,94605
2,41	-4,1759	-0.17995	1,84455	1,9645
2,42	-4,2548	-0,2221	1,8425	1,98295
2,43	-4.3345	-0,2651	1,8401	2.00135
2,44	4,4150	-0,30885	1,83725	2,0198
2,45	-4,4961	-0,3534	1.8339	2,0381
2,46	-4,5780	-0,39875	1,83015	2,0564
2,47	-4,6606	-0,44495	1,8259	2,0747
2,48	-4,7439	-0,4920	1,82125	2,09295
2,49	-4,8280	-0,53985	1,81605	2,1111
2,50	-4,9128	-0,5885	1,81045	2,12925
2,51	-4,9984	-0,6331	1,8043	2,14735
2,52	-5,0846	-0,6865	1,79765	2,16535

mx	A	B	C	D
2,53	5.1716	-0,7398	1,79055	2.1833
2,54	-5.2593	-0,79195	1,7829	2,2012
2,55	-5.3477	-0,8450	1,7747	2,21895
2,56	-5.4368	-0,8989	1,7660	2,23665
2,57	-5,5266	-0,93575	1,7567	2,2543
2,58	-5,6172	-1,00945	1,7469	2,2718
2,59	-5,7084	-1,0661	1,7365	2,2892
2,60	-5,8003	-1,1236	1,72555	2,3065
2,61	-5,8929	-1,18205	1,71405	2,3377
2,62	-5,9862	-1,2415	1,7019	2,3408
2,63	-6,0802	-1,3018	1,6892	2,35775
2,64	-6,1748	-1,36305	1,6759	2,3746
2,65	-6,2701	-1,4253	1,66195	2,39125
2,66	-6,3661	-1,48845	1,64735	2,4078
2,67	-6,4628	-1,55265	1,6322	2,4242
2,68	-6,5600	-1,6177	1,6163	2,44045
2,69	-6,6580	-1,6838	1,6027	2,45655
2,70	-6,7565	-1,7509	1,58265	2,47245
2,71	-6,8558	-1,81895	1,5648	2,4882
2,72	-6,9556	-1,88805	1,54625	2,5037
2,73	-7,0560	-1,95805	1,52705	2,5191
2,74	-7,1571	-2,02915	1,5071	2,5343
2,75	-7,2588	-2,1019	1,48645	2,54925
2,76	-7,3611	-2,1743	1,46505	2,5640
2,77	-7,4639	-2,2484	1,44295	2,57855
2,78	-7,5673	-2,3236	1,4201	2,59285
2,79	7,6714	-2,3998	1,39645	2,60695
2,80	-7,7759	-2,4770	1,3721	2,6208
2,81	-7,8810	-2,5553	1,34695	2,6344
2,82	-7,9866	-2,63465	1,3210	2,6477

mx	A	B	C	D
2.83	-8.0920	-2,71505	1,29425	2.6608
2,84	-8.1995	-2,7965	1,2667	2.6736
2,85	8,3067	-2,8790	1,2383	2.68615
2.86	-8.4144	-2,96265	1,2091	2,6984
2,87	-8.5225	-3,0473	1,17905	2,7103
2.88	-8.6312	-3,1331	1,14615	2.72195
2,89	-8,7404	-3,21995	1,1164	2,7333
2,90	-8.8471	-3,3079	1,08375	2,7443
2,91	8.9598	-3,3969	1,05025	2,75495
2,92	-9.0703	3,48715	1,0158	2,7653
2,93	-9.1811	-3,57835	0,98045	2,7753
2,94	-9,2923	-3.6707	0,94425	2,7849
2,95	-9.4039	-3,7642	0,90705	2.79415
2,96	-9,5158	-3.8588	0,86895	2,80305
2,97	-9,6281	-3,9545	0,82985	2,8115
2,98	-9,7407	-4,05135	0,78985	2,8196
2,99	-9,8536	-4,1493	0,74885	2,8273
3,00	-9,9669	-4,24845	0,70685	2,8346
3,01	-10,0804	-4,34865	0,66385	2,8414
3,02	-10,1943	-4,45005	0,61985	2,8479
3,03	-10,3083	-4,55255	0,52485	2,8538
3,04	-10,4225	-4,6562	0.52885	2,85935
3,05	-10,5317	-4,76105	0,4817	2,66445
3,06	-10,6516	-4,86695	0,4336	2,8690
3,07	-10,7665	-4,97405	0,3844	2,8731
3,08	-10,8815	-5,0823	0,3341	2,87665
3,09	-10,9966	-5,19165	0,28275	2,8798
3,10	-11,1119	-5,30225	0.2303	2,8823

mx	A	B	C	D
3,11	-11,2272	-5,4139	0,1767	2,88435
3,12	-11,3427	-5,5268	0,1220	2,88585
3,13	-11,4580	-5,64075	0,06615	2,8868
3,14	-11,5736	-5,75595	0,00915	2,8872
π	-11,5919	-5,77435	0	2,8872
3,15	-11,6890	-5,8722	-0,04895	2,88695
3,16	-11,8045	-5,98975	-0,1083	2,8862
3,17	-11,9200	-6,10835	-0,16875	2,8848
3,18	-12,0353	-6,2281	-0,23045	2,8628
3,19	-12,1506	-6,34905	-0,29335	2,8602
3,20	-12,2656	-6,47105	-0,3574	2,8769
3,21	-12,3807	-6,5943	-0,4227	2,87305
3,22	-12,4956	-6,71875	-0,48935	2,8685
3,23	-12,6101	-6,8442	-0,5571	2,86325
3,24	-12,7373	-6,97095	-0,6267	2,8573
3,25	-12,8388	-7,0988	-0,6966	2,8507
3,26	-12,9527	-7,2277	-0,76815	2,8434
3,27	-13,0662	-7,3578	-0,8411	2,8354
3,28	-13,1795	-7,48905	-0,91535	2,8266
3,29	-13,2924	-7,62135	-0,99085	2,8171
3,30	-13,4048	-7,7549	-1,0678	2,80675
3,31	-13,5168	-7,88945	-1,14595	2,7957
3,32	-13,6285	-8,0252	-1,22555	2,78385
3,33	-13,7395	-8,16195	-1,30645	2,7712
3,34	-13,8501	-8,3000	-1,3888	2,7577
3,35	-13,9601	-8,4390	-1,4725	2,7434
3,36	-14,0695	-8,5792	-1,55765	2,7282
3,37	-14,1784	-8,72045	-1,6441	2,7122

mx	A	B	C	D
3,38	-14,2866	-8,8628	-1,73205	2,69535
3,39	-14,3941	-9,0062	-1,82135	2,6776
3,40	-14,5008	-9,15065	-1,9121	2,6589
3,41	-14,6066	-9,2962	-2,0044	2,6393
3,42	-14,7118	-9,4427	-2,0980	2,61885
3,43	-14,8162	-9,59045	-2,19325	2,5974
3,44	-14,9197	-9,73915	-2,2899	2,5750
3,45	-15,0222	-9,8888	-2,3880	2,5516
3,46	-15,1238	-10,03955	-2,4876	2,5276
3,47	-15,2244	-10,1913	-2,58885	2,5018
3,48	-15,3238	-10,34405	-2,6915	2,4754
3,49	-15,4224	-10,49775	-2,7957	2,4480
3,50	-15,5198	-10,65245	-2,9014	2,4195
3,51	-15,6159	-10,8081	-3,00875	2,38995
3,52	-15,7108	-10,9647	-3,1176	2,3593
3,53	-15,8046	-11,1223	-3,2280	2,3276
3,54	-15,8971	-11,28085	-3,34005	2,2948
3,55	-15,9881	-11,4403	-3,4537	2,26075
3,56	-16,0780	-11,6007	-3,5689	2,22565
3,57	-16,1663	-11,76185	-3,68565	2,1894
3,58	-16,2531	-11,9240	-3,8041	2,15195
3,59	-16,3384	-12,08695	-3,92415	2,1133
3,60	-16,4218	-12,25075	-4,04585	2,0735
3,61	-16,5043	-12,4154	-4,1692	2,0324
3,62	-16,5847	-12,5808	-4,2942	1,99005
3,63	-16,6634	-12,7470	-4,4208	1,9465
3,64	-16,7405	-12,91415	-4,5491	1,9017
3,65	-16,8155	-13,08185	-4,6791	1,8555
3,66	-16,8889	-13,2504	-4,81075	1,80805
3,67	-16,9602	-13,4196	-4,9441	1,7593

mx	A	B	C	D
3,68	-17,0296	-13,5896	-5,07915	1,7092
3,69	-17,0970	-13,6745	-5,2159	1,7006
3,70	-17,1622	-13,9315	-5,35435	1,60485
3,71	-17,2253	-14,10345	-5,4945	1,5506
3,72	-17,2861	-14,2759	-5,6364	1,49495
3,73	-17,3449	-14,4492	-5,78005	1,43790
3,74	-17,4022	-14,62285	-5,9254	1,3793
3,75	-17,4552	-14,79715	-6,0725	1,3194
3,76	-17,5067	-14,97195	-6,22135	1,2579
3,77	-17,5557	-15,14725	-6,37195	1,1949
3,78	-17,6024	-15,32315	-6,5243	1,1305
3,79	-17,6463	-15,4994	-6,6784	1,06445
3,80	-17,6875	-15,67605	-6,8343	0,9969
3,81	-17,7259	-15,8531	-6,99195	0,92775
3,82	-17,7616	-16,0304	-7,1513	0,85705
3,83	-17,7943	-16,2083	-7,31255	0,7847
3,84	-17,8245	-16,3864	-7,4755	0,7108
3,85	-17,8513	-16,56485	-7,6403	0,6852
3,86	-17,8751	-16,74335	-7,80685	0,5579
3,87	-17,8960	-16,8233	-7,9751	0,4791
3,88	-17,9135	-17,1013	-8,14525	0,39845
3,89	-17,9277	-17,28045	-8,3171	0,3161
3,90	-17,9387	-17,45985	-8,4909	0,2321
3,91	-17,9464	-17,6393	-8,66635	014635
3,92	-17,9504	-17,81875	-8,8437	0,0587
3,93	-17,9511	-17,9983	-9,0227	-0,0305
3,94	-17,9480	-18,17785	-9,20365	-0,1217
3,95	-17,9412	-18,3572	-9,3863	-0,2172
3,96	-17,9307	-18,53655	-9,57075	-0,3095
3,97	-17,9165	-18,71565	-9,75205	-0,4061
3,98	-17,8983	-18,8949	-9,94505	-0,50455

mx	A	B	C	D
3.99	–17.8761	–19 0738	–10 13495	–0 60495
4.00	–17.8498	–19 25235	–10.3265	–0.7073
4.01	–17.8172	–19.4307	–10.51995	–0.8115
4.02	–17.7850	–19.60875	–10.7151	–0.9176
4.03	–17.7461	–19.7865	–10.91215	–1.0258
4.04	–17.7029	–19.96375	–11 11095	–1.1359
4.05	–17.6551	–20 14055	–11.31145	–1,2481
4.06	–17.6030	–20 3169	–11.51375	–1.36215
4 07	–17,5461	–20 4925	–11.7178	–1.4783
4.08	–17.4846	–20.6677	–11.92355	–1.59655
4.09	–17.4185	–20.84225	–12.1311	–1,7168
4,10	–17.3472	–21 0160	–12.3404	–1.8392
4.11	–17.2712	–21.18905	–12.55135	–1.9636
4.12	–17.1900	–21.3614	–12,76415	–2,0902
4.13	–17.1040	–21.5329	–12.97785	–2.2189
4.14	–17.0126	–21.70345	–13.1948	–2.3498
4.15	–17.9160	–21,8731	–13,41265	–2.4828
4.16	–16.8139	–22,0417	–13.6322	–2,6180
4,17	–16,7064	–22.2094	–13.85355	–2,7555
4,18	–16.5934	–22,3754	–14,0765	–2,89515
4,19	–16.4748	–22,54125	–14.30105	–3,0870
4,20	–16,3505	–22,70545	–14.52735	–3,1812
4,21	–16,2203	–22,86815	–14,75505	–3,3275
4,22	–16,0842	–23,02985	–14,9847	–3,4763
4,23	–15,9423	–23,18995	–15,21575	–3,6272
4,24	–15,7939	–23,3485	–15.44835	–3.78055
4,25	–15,6398	–23,50585	–15,6827	–3,9362
4,26	–15,4793	–23,66155	–15.91665	–4,0942
4,27	–15,3122	–23,8153	–16,1509	–4.25455
4,28	–15,1387	–23,96765	–16,3949	–4,4174
4,29	–14,9587	–24,11805	–16,63525	–4,5825

mx	A	B	C	D
4.30	-14,7722	-24,26685	-16,6773	-4,7501
4,31	-14,5788	-24,4136	-17,12065	-4.9200
4,32	-14 3786	-24,5584	-17,3655	-5.09245
4,33	-14,1714	-24,7012	-17.61185	-5,26735
4,34	-13,0570	-24,8417	-17 85945	-5.4447
4,35	-13.7357	-24,98015	-18,10855	-5,6245
4.36	-13.5070	-25,11635	-18,35905	-5 8069
4,37	-13.2712	-25,2500	-18,6110	-5 99155
4,38	-13 0276	-25,38185	-18,86415	-6.1792
4,39	-12.7766	-25,51075	-19,1185	-6 3690
4.40	-12 5180	-25,63725	-19,37425	-6.5615
4,41	-12.2517	-25,7612	-19,6313	-6.75655
4.42	-12 9776	-25,88235	-19,88745	-6 9541
4,43	-11.6625	-26,00065	-20,14885	-7.1543
4.44	-11.4051	-26,1161	-20,4095	-7.3571
4.45	-11.1069	-26,20735	-20,6712	-7.5511
4.46	-10.8003	-26,3384	-20,9341	-7.7705
4,47	-10,4851	-26,4448	-21,1981	-7.9812
4,48	-10.1615	-26,5480	-21,4630	-8.1945
4.49	-9.8295	-26,6479	-21,7289	-8,4104
4.50	-9.4890	-26.7447	-21,9959	-8.6290
4,51	-9.1392	-26.8377	-22,2639	-8,8504
4,52	-8,7805	-26.9272	-22,5327	-9,0744
4,53	-8.4133	-27 0132	-22,8023	-9.3010
4,54	-8.0368	-27.0957	-23,0730	-9,5304
4,55	-7,6509	-27,1740	-23.3442	-9,7624
4,56	-7.2556	-27,2485	-23,6164	-9 9973
4,57	-6,8510	-27,3192	-23,8892	-10.2348
4,58	-6,4366	-27,3855	-24.1628	-10,4750
4.59	-6.0137	-27,4477	-24.4369	-10,7181
4,60	-5,5791	-27,0557	-24,7117	-10,9638

mx	A	B	C	D
4.61	-5 1358	-27.5593	-24.9870	-11.2123
4.62	-4.8237	-27.6086	-25.2630	-11.4636
4.63	-4.2189	-27.6531	-25.5392	-11.7175
4.64	-3.7450	-27.6928	-25.8159	-11.9743
4.65	-3.2607	-27.7277	-26.0929	-12.2338
4.66	-2.7663	-27.7581	-26 3705	-12.4962
4.67	-2.2611	-27.7831	-26.6481	-12.7612
4.68	-1.7449	-27.8032	-26 9262	-13.0293
4.69	-1.2187	-27.8181	-27.2042	-13.2998
4.70	-0.6812	-27,8274	-27.4823	-13.5732
4.71	-0.1327	-27,8317	-27.7606	-13.8495
1.5π	0	-27,8317	-27.8272	-14.0159
4.72	0.4268	-27,8301	-28.0390	-14.1284
4.73	0.9976	-27,8228	-28.3172	-14.4102
4.74	1.5799	-27.8101	-28 5955	-14 6948
4.75	2.1731	-27,7913	-28 8734	-14.9821
4.76	2.7782	-27,7663	-29.1514	-15.2723
4.77	3.3951	-27,7357	-29 4288	-15 5652
4.78	4.0236	-27,6988	-29.7061	-15.8609
4.79	4.6638	-27,6553	-29.9828	-16.1593
4.80	5.3164	-27,6052	-30.2589	-16.4604
4.81	5.9811	-27,5488	-30.5348	-16.7645
4.82	6.6574	-27,4859	-30.8102	-17.0712
4.83	7.3466	-27,4156	-31.0845	-17.3806
4.84	8 0477	-27,3389	-31 3584	-17.6928
4.85	8.7623	27,2547	-31 6314	-18.0079
4.86	9.4890	-27,1634	31.9035	-18 3257
4.87	10.2282	-27,0650	32.1747	-18.6460
4.88	10 9806	26,9589	-32.4448	-18 9691
4.89	11,7458	26,8452	-32,7137	-19,2948

mx	A	B	C	D
4,90	12.5239	-26.7239	-32,9814	-19,6232
4,91	13,3158	-26,5946	-33,2482	-19,9545
4.92	14,1202	-26,4578	-33,5135	-20,2882
4,93	14.9388	-26,3123	-33,7774	-20.6248
4,94	15.7704	-26,1588	-34,0397	-20,9638
4,95	16,6157	-25,9967	-34,3003	-21,3054
4,96	17,4750	-25,8262	-34,5595	-21,6498
4,97	18,3478	-25,6472	-34,8168	-21,9966
4,98	19,2348	-25,4594	-35,0726	-22,3462
4,99	20,1356	-25,2623	-35,3259	-22,6981
5,00	21,0504	-25,0565	-35,5775	-23,0525
5,01	21,9800	-24,8413	-35,8272	-23,4097
5,02	22,8474	-24,6170	-36,0745	-27,7691
5,03	23,8815	-24,3827	-36,3193	-24,1311
5,04	24,8537	-24,1392	-36,5619	-24,4954
5,05	25,8407	-23,8860	-36,8023	-24,8623
5,06	26,8427	-23,6225	-37,0398	-25,2315
5,07	27,8598	-23,3489	-37,2748	-25,6033
5,08	28,8914	-23,0651	-37,5068	-25,9771
5,09	29,9377	-22,7711	-37,7360	-26,3533
5,10	30,9997	-22,4661	-37,9619	-26,7317
5,11	32,0766	-22,1509	-38,1852	-27,1126
5,12	33,1687	-21,8246	-38,4051	-27,4955
5,13	34,2762	-21,4874	-38,6216	-27,8106
5,14	32,3991	-21,1391	-38,8348	-28,2679
5,15	36,5377	-20,7795	-39,0445	-28,6574
5,16	37,6913	-20,4084	-39,2502	-29,0486
5,17	38,8617	-20,0254	-39,4525	-29,4423
5,18	40,0474	-19,6310	-39,6509	-29,8379
5 19	41,2485	-19,2248	-39,8453	-30,2354
5,20	42,4661	-18,8057	-40,0350	-30,6346

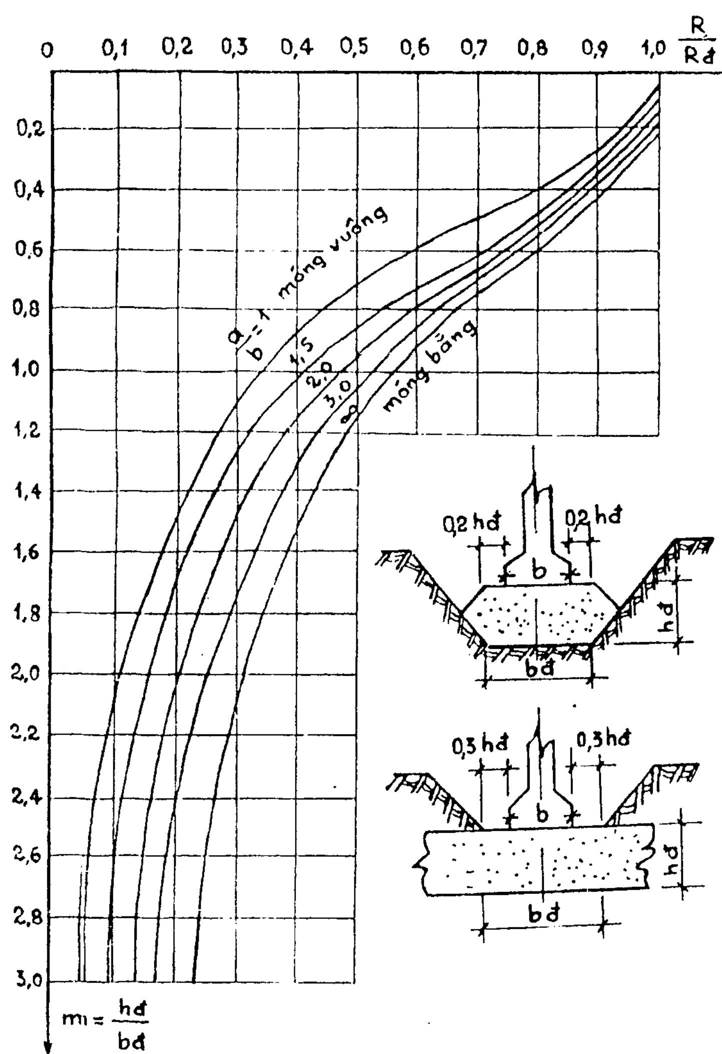
mx	A	B	C	D
5,21	43,6994	-18,3754	-40,2214	-31,0361
5,22	44,9486	-17,9322	-40,4028	-31,4391
5,23	46,2148	-17,4758	-40,5796	-31,8440
5,24	47,4958	-17,0073	-40,7521	-32,2504
5,25	48,7949	-16,5258	-40,9197	-32,6590
5,26	50,1091	-16,0317	-41,0826	-33,0690
5,27	51,4399	-15,5240	-41,2404	-33,4806
5,28	52,7876	-15,0030	-41,3932	-33,8989
5,29	54,1511	-14,4684	-41,5405	-34,3084
5,30	55,5317	-13,9201	-41,6826	-34,7246
5,31	56,9296	-13,3574	-41,8187	-35,1421
5,32	58,3433	-12,7808	-41,9493	-35,5609
5,33	59,7745	-12,1903	-42,0742	-35,9810
5,34	61,2218	-11,5856	-42,1932	-36,4023
5,35	62,6869	-10,9660	-42,3061	-36,8250
5,36	64,1678	-10,3321	-42,4127	-37,2485
5,37	65,6657	-9,6823	-42,5124	-37,6731
5,38	67,1818	-9,0184	-42,6060	-38,0986
5,39	68,7140	-8,3390	-42,6928	-38,5251
5,40	70,2637	-7,6440	-42,7727	-38,9324
5,41	71,8308	-6,9336	-42,8459	-39,3808
5,42	73,4144	-6,2076	-42,9117	-39,8096
5,43	75,0158	-5,4652	-42,9700	-40,2390
5,44	76,6338	-4,7072	-43,0210	-40,6691
5,45	78,2687	-3,9328	-43,0642	-41,0993
5,46	79,9216	-3,1418	-43,0997	-41,5303
5,47	81,5916	-2,2340	-43,1268	-41,9613
5,48	83,2786	-1,5095	-43,1459	-42,3926
5,49	84,9829	-0,6683	-43,1568	-42,8241

mx	A	B	C	D
5.50	86.7044	+0.1901	-43.1593	-43.2557
5.51	88.4432	1.0656	-43.1531	-43.6879
5.52	90.1996	1.9589	-43.1381	-44.1189
5.53	91.9722	2.8693	-43.1141	-44.5500
5.54	93.7637	3.7984	-43.0807	-44.9812
5.55	95.5716	4.7453	-43.0378	-45.4117
5.56	97.3960	5.7095	-42.9858	-45.8418
5.57	99.2383	6.6927	-42.9238	-46.2714
5.58	101.0984	7.6950	-42.8516	-46.7002
5.59	102.9739	8.7148	-42.7695	-47.1281
5.60	104.8687	9.7544	-42.6775	-47.5558
5.61	106.7790	10.8125	-42.5744	-47.9818
5.62	108.7074	11.8903	-42.4609	-48.4071
5.63	110.6512	12.9865	-42.3366	-48.8309
5.64	112.6133	14.1029	-42.2013	-49.2538
5.65	114.5922	15.2390	-42.0547	-49.6752
5.66	116.5866	16.3950	-41.8959	-50.0944
5.67	118.5994	17.5706	-41.7268	-50.5130
5.68	120.6277	18.7666	-41.5449	-50.9292
5.69	122.6730	19.9835	-41.3507	-51.3434
5.70	124.7352	21.2199	-41.1454	-51.7563
5.71	126.8144	22.4785	-40.9265	-52.1666
5.72	128.9091	23.7571	-40.6952	-52.5746
5.73	131.0207	25.0568	-40.4514	-52.9806
5.74	133.1478	26.2810	-40.1365	-53.3359
5.75	135.2903	27.7192	-39.9238	-53.7842
5.76	137.4497	29.0832	-39.6396	-54.1819
5.77	139.6260	30.4693	-39.3416	-54.5770
5.78	141.8144	31.8755	-39.0304	-54.9689

mx	A	B	C	D
5,79	144,0228	33,3053	-38,7041	-55,3574
5,80	146,2448	34,7564	-38,3640	-55,7429
5,81	148,4819	36,2301	-38,0089	-56,1246
5,82	150,7340	37,7256	-37,6395	-56,5029
5,83	153,0028	39,2449	-37,2545	-56,8776
5,84	155,2847	40,7859	-36,8546	-59,2481
5,85	157,5988	42,3504	-36,4385	-57,6143
5,86	159,8947	43,9378	-36,0077	-57,9772
5,87	162,2208	45,5484	-35,5601	-58,3349
5,88	164,5613	47,1825	-35,0964	-58,6882
5,89	166,9145	48,8394	-34,6161	-59,0363
5,90	169,2837	50,5203	-34,1198	-59,3805
5,91	171,6653	52,2255	-33,6055	-59,7187
5,92	174,0609	53,9542	-33,0748	-60,0521
5,93	176,0704	55,7067	-32,5268	-60,3806
5,94	178,8917	57,4833	-31,9609	-60,7030
5,95	181,3266	59,2852	-31,3764	-61,0195
5,96	183,7730	61,7303	-30,7751	-61,0201
5,97	186,2326	63,3087	-30,1546	-61,4608
5,98	188,7034	64,8347	-29,5155	-61,9332
5,99	191,1870	66,7344	-28,8575	-62,2251
6,00	193,6813	68,6578	-28,2116	-62,5106
6,01	196,1881	70,6079	-27,4846	-62,7889
6,02	198,7051	72,5822	-26,7689	-63,0603
6,03	201,2322	74,5817	-26,0330	-63,3241
6,04	203,7710	76,6067	-25,2774	-63,5810
6,05	206,3194	78,6547	-24,5009	-63,8299
6,06	208,8770	80,7331	-23,7041	-64,0708
6,07	211,4435	82,8350	-22,8855	-64,3032
6,08	214,0209	84,9622	-22,0469	-64,5282

mx	A	B	C	D
6,09	216,6066	87,1150	-21,1870	-64,7447
6,10	219,2004	89,2947	-20,3043	-64,9518
6,11	221,8019	92,4992	-19,4005	-65,1503
6,12	224,4109	93,7300	-18,4743	-65,3394
6,13	227,0292	95,9871	-17,5263	-65,5200
6,14	229,6542	98,2709	-16,5551	-65,6906
6,15	232,2833	100,5538	-15,5602	-65,8372
6,16	234,9208	102,9168	-14,5425	-66,0010
6,17	237,5639	105,2793	-13,5016	-66,1413
6,18	240,2122	107,6680	-12,4376	-66,2711
6,19	242,8654	110,0832	-11,3485	-66,3901
6,20	245,5231	112,5249	-10,2356	-66,4981
6,21	248,1847	114,9934	-9,0980	-66,5947
6,22	250,8499	117,4888	-7,9352	-66,6796
6,23	253,5208	120,0113	-6,7481	-66,7538
6,24	256,1917	122,5599	-5,5350	-66,8150
6,25	258,8649	125,1346	-4,2969	-66,8642
6,26	261,5398	127,7369	-3,0321	-66,9005
6,27	264,2159	130,3657	-1,7414	-66,9242
6,28	266,8926	133,0195	-0,4257	-66,9354
2π	267,7468	133,8725	0	-66,9362
6,30	272,2487	138,4120	2,2886	-66,9175
6,40	298,8909	166,9722	17,5362	-65,9486
6,50	324,7861	198,1637	35,7713	-63,2105
6,60	349,2554	231,8801	57,2528	-58,6871
6,70	371,4244	267,9374	82,2255	-51,7430
6,80	390,2947	306,0558	110,9087	-42,1190
6,90	404,7145	347,3499	143,4927	-30,1819
7,00	413,3762	386,8072	180,1191	-13,2842
7,10	414,8263	428,2849	220,8718	6,7296
7,20	407,4216	469,4772	265,7664	31,0281

Thường chọn $h_đ$ theo biểu đồ sau :



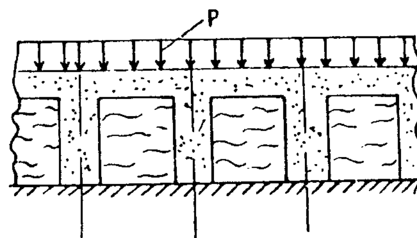
Từ tỷ số giữa cường độ đất xấu trên cường độ đệm gióng xuống móng vuông, chữ nhật hay móng băng, kéo sang ngang có

tỷ số $m = \frac{h_d}{b_d}$

- Nếu đệm cục bộ $h_d = m(b + 0{,}4h_d) \rightarrow h_d = \frac{m.b}{1 - 0{,}4m}$

- Nếu đệm toàn bộ $h_d = m(b + 0{,}6h_d) \rightarrow h_d = \frac{m.b}{1 - 0{,}6m}$

VI.7.2. GIẾNG CÁT



Khi xây dựng những công trình có bản đáy lớn trên nền bùn hay than bùn thường gia cố phía trên bằng đệm cát. Phía dưới bằng giếng cát.

Biện pháp này làm cho nước trong nền đất thoát được theo ba chiều, nhờ vậy mà đất được cố kết lại, chịu tải rất tốt.

Các nước tiên tiến thường hạ giếng bằng máy và có gia tải bên trên cho đến khi độ lún đạt 60% độ lún tính toán mới xây dựng công trình. Pháp đã thí nghiệm giếng cát Φ 30cm cách

nhau $3m$ sâu $8m$ trên có gia tải bằng lớp đất đắp cao $8m$ rộng $30m$, sau một tháng độ lún bằng 80% độ lún tính toán.

VI.7.3. CỌC CÁT

Cọc cát chính là giếng cát nhỏ bố trí dầy hơn. Biện pháp này có hai tác dụng chính :

- Tăng nhanh tốc độ cố kết của đất nền.
- Làm cho đất nền được nén chặt lại.

Nước ta sử dụng cọc cát rất phổ biến.

Thiết bị chuyên dùng là máy búa rung của Liên Xô cũ, ký hiệu BBπC-20/11 hoặc Bπ-1 và BBπ-2M (do Việt Nam cải tiến).

Kích thước cọc phổ biến là Φ300 đến 400, dài đến $12m$. Với loại cọc này sức chịu tải của nền đất tăng từ 2 đến 3 lần.

Phạm vi ứng dụng của cọc cát tốt nhất là khi hàm lượng sét trong đất ≤ 30%. Với đất sét thì không nên dùng cọc cát.

Trình tự tính toán như sau :

1. Xác định ε_{nc} tức là hệ số rỗng nén chặt (sau khi đóng cọc cát) : Theo kinh nghiệm với độ rỗng ban đầu là ε_0 thì $\varepsilon_{nc} = 0{,}45\varepsilon_0$, có thể theo đường cong nén lấy ε_{nc} ứng với $p = 1$.

2. Xác định diện tích cần phải nén chặt. Với đế móng có kích thước $a \times b$ thì $F_{nc} = 1{,}4b(a + 0{,}4b)$.

3. Xác định số lượng cọc cát đường kính d_c.

$$n = \frac{\Omega F_{nc}}{f_c} \text{ với } \Omega = \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_{nc}}{1 + \varepsilon_0} ; f_c = \frac{\pi d_c^2}{4}.$$

4. Xác định khoảng cách giữa các cọc : bố trí theo tam giác đều tốt hơn bố trí vuông.

$$L = 0{,}952 d_c \sqrt{\frac{1 + \varepsilon_0}{\varepsilon_0 - \varepsilon_{nc}}}.$$

5. Tính độ lún cho cọc cát :

$$S = \frac{Ph}{E_0}\beta \text{ với } \beta = 0{,}8 \text{ và } E_0 \text{ đất nền có cọc cát}$$

$$S = \left[\frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_p}{1 + \varepsilon_0} - \frac{d_c^2}{L^2}\right] h.$$

VI.7.4 CỌC NỔ ÉP

Từ năm 1960 trở lại đây dùng rất phổ biến.

Phạm vi ứng dụng : đất đắp, đất có lỗ rỗng lớn, đất cát, đất rời. Đối với đất bùn, muốn áp dụng phải tìm biện pháp cho nước thoát đi và giữ được thành lỗ để nhồi cát (thường nhồi cát ở trên, khi nổ cát sụt xuống lấp lỗ).

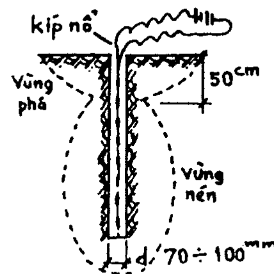
Khi nổ, đất chia làm 2 vùng :

- Khoảng 50cm trên bị phá.

- Khoảng dưới được nén chặt.

Kinh nghiệm đổ nước kín lỗ khi nổ có thêm áp lực thủy tĩnh làm cho đất nén chặt hơn, mặt nhẵn hơn.

Lượng thuốc nổ cho 1m dài lỗ :



$$q = k.\alpha.R^2$$

k là hệ số thuốc nổ.

Thuốc nổ	Dinamit	Amonit 6	Amonit B3	Amonit 9
k	1,00	1,17	1,20	1,40

α là hệ số nền đất.

Đất	Bùn dẻo chảy	Bùn dẻo mềm	Đất dẻo
α	0,7 ÷ 1,5	1,5 ÷ 2,5	2,5 ÷ 3,5

R là bán kính lỗ sau khi nổ (m)..

q lượng thuốc nổ (kg).

Đây là công thức kinh nghiệm nên thường cho nổ thử 3 lỗ để xác định **k** và α.

Thuốc nổ thường chia thành bánh 50g, nối nhau bằng giây nổ, kẹp vào thanh tre hạ xuống lỗ, trên cùng là kíp nổ nối nguồn điện.

Sau 3 giờ nổ phải lấp hố ngay, dùng cát trung là tốt nhất.

VI.7.5. TRỤ VẬT LIỆU RỜI (ĐÁ BA LÁT)

Những năm gần đây, nhiều nước đã dùng trụ vật liệu rời bằng đá ba lát để gia cố nền cho những công trình lớn.

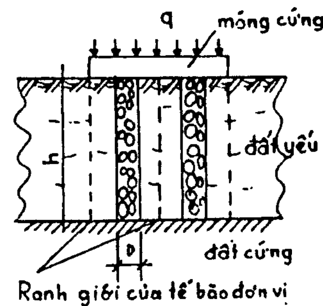
Trong quá trình chịu tải, trụ được xem như một cọc cổ điển :

- Không bị phình ngang.

- Không bị cắt tổng quát.

- Không bị xuyên thủng vào đất.

- Có độ lún cho phép.



Phạm vi ứng dụng trụ vật liệu rời :

- Lớp đất yếu có chiều dầy hữu hạn $h < H_A$. H_A là chiều dầy vùng chịu nén dưới công trình.

- Khi $h \geq H_A$ phải có biện pháp gia tải cho đất cố kết rồi mới hạ trụ vật liệu rời.

- Khi lớp đất yếu có sức chịu 0,2 đến $0,5 kg/cm^2$ thì nhất thiết không dùng trụ vật liệu rời.

- Thiết bị : búa rung Bπ1 và Bπ2 hạ cọc 12*m*, máy khoan khoan YГB50-M hạ cọc 6*m*.

VI.7.6 CỌC BÊTÔNG CỐT THÉP

Hiện nay được dùng phổ biến ở nước ta.

Phần tính toán, cấu tạo xem chương móng cọc.

Hiện nay còn dùng cọc bêtông mini tiết diện 12 × 12 hoặc 15 × 15 để gia cố móng cho những công trình xây chen.

VI.7.7. CỌC NHỒI

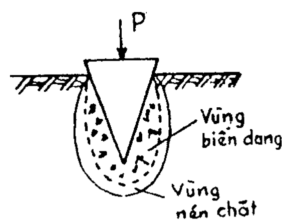
Nhiều công trình xây chen, không thể dùng búa máy để đóng cừ bêtông cốt thép đúc sẵn nên phải dùng cọc nhồi. Đây là móng cọc bêtông đúc tại chỗ.

Do việc thi công tại chỗ nên thường rút ngắn chiều sâu, tăng thêm chiều rộng tạo thành những giếng tròn chịu lực. Ở giữa có thể đúc đặc hoặc nhồi đá.

Việc thi công cọc nhồi hiện nay hoàn toàn bằng cơ giới.

VI.7.8. CỌC NÊM

Cọc nêm đã được thử nghiệm ở nước ta. Khi chịu tải, cọc truyền áp lực qua mặt hông vào nền đất với p = 0,7 ÷ 1,5kg/cm^2.



Đất phân ra hai vùng : vùng biến dạng và vùng nén chặt.

Cọc hình tháp vuông : cạnh đáy 70 đến 80cm.

Cạnh mũi thống nhất 10 x 10cm. Chiều cao từ 150 đến 600cm. Sức chịu tải có thể đạt từ 30T đến 150T tùy loại đất.

Phạm vi áp dụng : cát thô, cát bụi $\gamma > 1.35$ cát đắp, á cát, á sét, sét $\gamma > 1,5$.

VI.7.9. CỌC TRE, CỪ TRÀM

Đây là biện pháp dân gian được dùng ở khắp mọi miền đất nước. Điều kiện áp dụng là cọc phải nằm trong vùng nước ngầm ổn định. Với gián cách 2,5d hiện nay thường dùng 16 cừ Φ10 hoặc 25 cừ Φ8 cho $1m^2$ móng.

Việc tính toán cọc tre cừ tràm như sau :

- Khi đóng cừ phần đặc của đất nền tăng, phần rỗng giảm và hệ số rỗng giảm.

- Với quy định đóng như trên thì phần đặc trong $1m^3$ tăng lên $0,125m^3$ và phần rỗng giảm đi $0,125m^3$. Hệ số rỗng giảm đi còn bằng 60% hệ số rỗng ban đầu.

- Do hệ số rỗng giảm nên sức chịu tải của đất nền tăng lên theo hệ số sau :

Hệ số rỗng ε		1,0	1,2	1,4	1,5	1,6	1,8	2,0
Hệ số	Sét	2,33	3,00	4,07	4,60	5,00	5,94	6,67
tăng sức	Á sét	2,16	2,46	2,70	2,79	2,84	3,00	3,13
chịu tải	Á cát	1,60	1,78	1,74	1,72	1,75	1,72	1,76

Nói chung với cát và á cát tăng 1,75 lần, với sét và á sét tăng 2,00 lần.

VI.8. ÁP LỰC CỦA ĐẤT

VI.8.1. ĐẶC TRƯNG CỦA ĐẤT

Góc nghỉ tự nhiên φ

Cát khô	30^0 đến 35^0
Cát ẩm	40^0
Cát ướt	25^0
Sét khô	40^0 đến 45^0
Sét ẩm	20^0 đến 25^0

Góc ma sát trong giữa cát hạt ρ

Cát nhỏ	20^0 đến 30^0
Cát vừa	30^0 đến 40^0
Cát thô, sỏi, cuội	40^0 đến 45^0
Đất cát pha sét	15^0 đến 30^0
Đất thịt	10^0 đến 30^0
Đất cát có thể lấy	$\rho = \varphi$

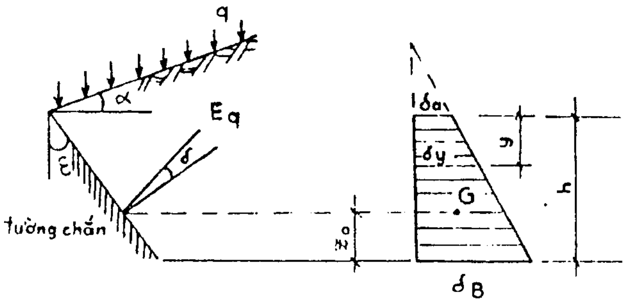
Góc ma sát giữa đất và mặt tường chắn δ

Trong tính toán thực tế $\delta = 0$

Đất ráp $\delta \neq 0$ thường lấy từ $\frac{1}{2}\rho$ đến $\frac{3}{4}\rho$.

VI.8.2. ÁP LỰC CHỦ ĐỘNG

Trường hợp 1 : q, ε, δ, α và $q \neq 0$.



$$E_q = \frac{1}{2}\gamma h\left[h + 2h_0 K_q\right]K$$

Trong đó : $h_0 = \frac{q}{\gamma}$; $K_q = \frac{\cos\varepsilon.\cos\alpha}{\cos(\varepsilon-\alpha)}$

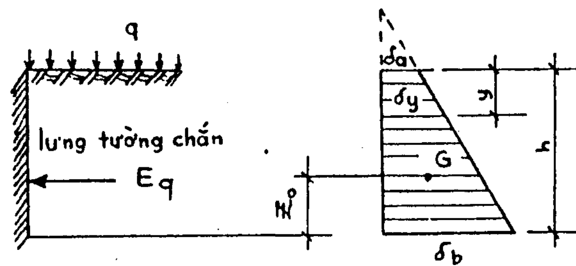
$K_1 = \frac{\sin(\rho-\alpha)}{\cos(\varepsilon-\alpha)}$; $K_0 = \sqrt{\frac{\sin(\rho + \delta)}{\cos(\varepsilon + \delta)K_1}}$

$$K = \left[\frac{\cos(\rho-\varepsilon)}{(1 + K_0.K_1)\cos\varepsilon}\right]^2 \times \frac{1}{\cos(\varepsilon+\delta)}$$

$\sigma_a = \gamma.h_0K_qK;$ $\sigma_y = \gamma.K(y + h_0K_q)$

$\sigma_b = \gamma.K(h + h_0K_q);$ $Z_0 = \dfrac{h}{3} \times \dfrac{2\sigma_a + \sigma_b}{\sigma_a + \sigma_b}$

Trường hợp 2 : $\varepsilon = \delta = \alpha = 0$; ρ và $q \neq 0$.



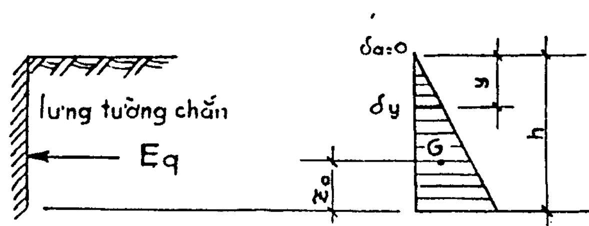
$$E_q = \frac{1}{2}\gamma.h(h + 2h_0)tg^2(45^0 - \frac{\rho}{2})$$

$h_0 = \dfrac{q}{\gamma}$; $K_q = 1;$ $K_1 = \sin\rho;$ $K_0 = 1.$

$K = tg^2(45^0 - \dfrac{\rho}{2});$ $Z_0 = \dfrac{h}{3}\,\dfrac{h + 3h_0}{h + 2h_0}$

$\sigma_a = \gamma h_0 tg^2(45^0 - \frac{\rho}{2})$; $\sigma_y = \gamma(y + h_0)tg^2(45^0 - \frac{\rho}{2})$;

Trường hợp 3 : $\varepsilon = \delta = \alpha = q = 0$; $\rho \neq 0$.

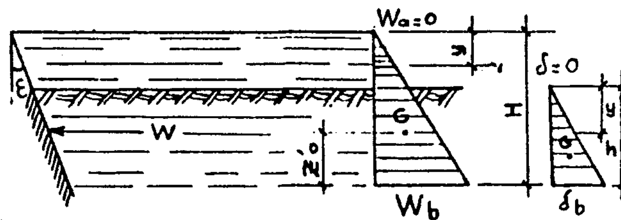


$$E_q = \frac{1}{2}\gamma.h^2.tg^2(45^0 - \frac{\rho}{2})$$

$K_1 = \sin\rho$; $K_0 = 1$; $K = tg^2(45^0 - \frac{\rho}{2})$; $Z_0 = \frac{h}{3}$

$\sigma_y = \gamma.y.tg^2(45^0 - \frac{\rho}{2})$; $\sigma_b = \gamma.h.tg^2(45^0 - \frac{\rho}{2})$;

Trường hợp 4 : Áp lực của đất thấm nước.



Áp lực nước :

$\rho = \delta = \alpha = q = 0;\ \varepsilon \neq 0$

$\gamma = \gamma_b$ = tỷ trọng nước; $h = H$

$$W = \frac{1}{2}\gamma_b H^2.\frac{1}{\cos\varepsilon}$$

$h_0 = 0;\ K_0 = 0;\qquad K_1 = 0;\qquad K = \frac{1}{\cos\varepsilon}$

$W_y = \gamma_b.y_b.\frac{1}{\cos\varepsilon};\qquad W_b = \gamma_b.H.\frac{1}{\cos\varepsilon};\quad Z'_0 = \frac{H}{3}$

. **Áp lực đất :**

$\rho = \varepsilon = \delta \neq 0;\ \alpha = q = 0;$

$\gamma = \gamma_0$ = tải trọng đất trừ kẽ hở thấm nước.

$\frac{n}{100}$ tỷ lệ kẽ hở trong đất.

$\gamma_0 = \gamma - \gamma_b\left[1 - \frac{n}{100}\right]$

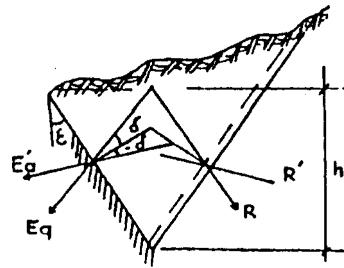
$$E_q = \frac{1}{2}\gamma_0.h^2.K$$

$h_0 = 0;\ K_1 = \dfrac{\sin\rho}{\cos\varepsilon}\ ;\ \sigma_y = \gamma_0.y.K;\ \sigma_h = \gamma_0.h.K;\ Z_0 = \dfrac{h}{3}$

$$K_0 = \sqrt{\frac{\sin(\rho + \delta)}{\cos(\varepsilon + \delta)K_1}}\ ;\ K = \left[\frac{\cos(\rho-\varepsilon)}{(1 + K_0K_1)\cos\varepsilon}\right]^2 . \frac{1}{\cos(\varepsilon+\delta)}$$

VI.8.3. ÁP LỰC BỊ ĐỘNG

Muốn tìm E'_q ta chỉ việc thay ρ bằng $-\rho$ và δ bằng $-\delta$ trong các công thức chủ động ở trên.



$$E'_q = \frac{1}{2}\gamma h\left[h + 2h_0K_q\right]K'$$

$$K'_1 = \frac{\sin(-\rho-\alpha)}{\cos(\varepsilon-\alpha)}\ ; \qquad K_q = \frac{\cos\varepsilon.\cos\alpha}{\cos(\varepsilon-\alpha)}$$

$$K'_0 = \sqrt{\frac{\sin(-\rho + \delta)}{\cos(\varepsilon + \delta)K'_1}}$$

$$K' = \left[\frac{\cos(\rho+\varepsilon)}{(1 + K'_0.K'_1)\cos\varepsilon}\right]^2 \times \frac{1}{\cos(\varepsilon-\delta)}$$

$$\sigma'_y = \gamma\left[h + h_0K_q\right].K'\ ; \qquad Z'_0 = \frac{h}{3}.\frac{2\sigma'_a + \sigma'_b}{\sigma'_a + \sigma'_b}$$

CHƯƠNG VII

THIẾT KẾ TỐI ƯU TRONG BÀI TOÁN KẾT CẤU

VII. THIẾT KẾ TỐI ƯU

VII.1. MỞ ĐẦU

Bài toán thiết kế tối ưu đã được nghiên cứu từ lâu. Thế kỷ 17 Gallile đã thiết kế Conson tối ưu. Đến đầu thế kỷ 20, nhiều nhà toán học đã xét trọng lượng tối ưu của kết cấu theo phương pháp triệt tiêu đạo hàm.

Đến nay, nhờ toán học phát triển đã hình thành 4 phương pháp thiết kế tối ưu.

1. Lý thuyết tính kết cấu có thể tích tối thiểu do Maxwell đề ra năm 1954; phương pháp này đơn giản, dễ hiểu, nhưng chưa xét tới các ràng buộc hình học.

2. Lý thuyết phá hủy đồng thời của tất cả các thanh, phát triển rất nhanh vào những năm 1940÷1950, đã hình thành một nhánh thiết kế theo độ bền đồng đều. Phương pháp này rất khó thực hiện, mới chỉ giải được cho những kết cấu đơn giản với một phương án đặt tải.

3. Lý thuyết tiêu chuẩn tối ưu, phát triển mạnh từ năm 1960 trên cơ sở nguyên lý cực trị trong cơ học; người ta đã đề ra một số tiêu chuẩn tối ưu trong kết cấu; nhưng cũng chỉ vận dụng cho một số thanh mà chưa bao hết các thanh của kết cấu.

4. Lý thuyết quy hoạch toán học : áp dụng từ năm 1950 và phát triển rất nhanh. Phương pháp này đưa được các ràng buộc, bất đẳng thức và giải được các bài toán nhiều biến, phù hợp với phương pháp rời rạc hóa kết cấu của phần tử hữu hạn, dễ dàng lập trình đưa vào máy vi tính.

Dưới đây là phương pháp quy hoạch toán học.

VII.2. ĐỊNH NGHĨA

Tối ưu : là kinh tế nhất (rẻ tiền nhất, tốn ít vật liệu nhất), thể tích nhỏ nhất, kích thước gọn nhất nhưng vẫn đảm bảo bền chắc và ổn định.

Biến thiết kế : là những ẩn cần tìm, là nghiệm của bài toán đem lại hiệu quả tối ưu.

Hàm ràng buộc là những điều kiện thực tế phải có, những hạn chế bắt buộc của các biến để cho bài toán có nghĩa. Trong kết cấu thường là điều kiện độ bền và điều kiện ổn định.

Hàm mục tiêu là đại lượng cần tìm cực trị trong quá trình thiết kế tối ưu. Thường là hàm vô hướng của các biến thiết kế và là cơ sở để chọn phương án thiết kế. Hàm mục tiêu do người thiết kế ấn định : có thể là giá thành, trọng lượng, thể tích ...

Khi hàm ràng buộc và hàm mục tiêu là bậc nhất đối với các biến thì bài toán gọi là tuyến tính. Ngược lại khi hàm ràng buộc hoặc hàm mục tiêu là bậc hai trở lên thì bài toán gọi là phi tuyến.

Hàm mục tiêu có thể biểu diễn hình học :

- Có 2 biến thì hàm mục tiêu là họ đường thẳng.
- Có 3 biến thì hàm mục tiêu là họ mặt phẳng.
- Có nhiều biến thì hàm mục tiêu là họ siêu phẳng.

Mở rộng cho hàm phi tuyến ta có họ đường cong, họ mặt cong và họ siêu mặt.

Gradient của hàm mục tiêu là vectơ vuông góc với họ đường (mặt), mà theo hướng này hàm mục tiêu biến đổi (tăng hoặc giảm) nhanh nhất. Thường ký hiệu :

$$\Delta\vec{Z} = \{\Delta Z\} = \left[\frac{\partial Z}{\partial x_1}, \frac{\partial Z}{\partial x_2}, \ \ldots \ \frac{\partial Z}{\partial x_n}\right]^T$$

Tương tự như vậy các hàm ràng buộc cũng có thể biểu diễn hình học. Tập hợp các ràng buộc là miền chứa nghiệm. Theo chiều của vectơ gradient $\Delta\vec{Z}$ ta sẽ tìm được nghiệm tối ưu cho bài toán.

VII.3. PHÁT BIỂU BÀI TOÁN THIẾT KẾ TỐI ƯU

Mô hình bài toán thiết kế tối ưu như sau :

- Tìm n biến thiết kế $\{x\} = \left[x_1, x_2, \ldots x_n\right]^T$

- Thỏa mãn các điều kiện ràng buộc :

$$g_i(\vec{x}) \geq 0 \qquad \text{với} \quad i \in E$$

- Làm cực tiểu hoặc cực đại hàm mục tiêu.

$$Z = f(\vec{x})$$

Bài toán thường được viết tắt dưới dạng :

$$\begin{cases} \min Z = f(\vec{x}) \text{ với } \vec{x} \in E^n \\ \text{Đ/K } G_i(\vec{x}) \{\leq\ ,=\ ,\ \geq\} b_i \text{ với } (i = 1, m) \end{cases}$$

Hay viết gọn hơn :

$$\min \left[f(\vec{x}) \mid G_i(\vec{x}) \{\leq, =, \geq\} b_i \right]$$

Phương pháp giải bài toán thiết kế tối ưu :

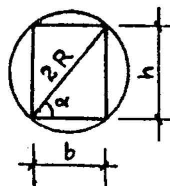
- Bài toán tuyến tính có thể giải bằng hình học (2 ẩn) bằng đơn hình (nhiều ẩn) quy hoạch động (nhiều ẩn).

- Bài toán phi tuyến có thể giải bằng đạo hàm (1 ẩn), nhân tử Lagrange, phương pháp mặt cắt, phương pháp gradient, phương pháp chia ô, phương pháp hàm phạt, quy hoạch động, quy hoạch hình học.

VII.4. MỘT SỐ THÍ DỤ VỀ THIẾT KẾ TỐI ƯU

Thí dụ VII.1. Cho một cây gỗ tròn bán kính R xẻ thành hộp sao cho chịu uốn tốt nhất.

Muốn chịu uốn tốt nhất thì modul chống uốn W phải lớn nhất. Ta có :



$b = 2R\cos\alpha$

$h = 2R\sin\alpha$

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{8R^3}{6}\sin^2\alpha\cos\alpha$$

Như vậy biến thiết kế ở đây là góc α.

Hàm mục tiêu $Z = W$, ta phải tìm maxZ.

Ràng buộc ở đây không có.

Đây là bài toán phi tuyến nhưng có một ẩn nên ta có thể dùng phương pháp triệt tiêu đạo hàm để tìm cực trị :

$$Z = \frac{4}{3} R^3 \sin^2\alpha\cos\alpha$$

$$Z' = \frac{4}{3} R^3 \left[2\sin\alpha\cos^2\alpha - \sin^3\alpha \right]$$

$$Z' = \frac{4}{3} R^3 \sin\alpha \left[2\cos^2\alpha - \sin^2\alpha \right] = \frac{4}{3} R^3 \sin\alpha \left[3\cos^2\alpha - 1 \right]$$

$$Z' = 0 \text{ khi } \begin{cases} \sin\alpha = 0 \rightarrow \alpha = 0^0 \\ 3\cos^2\alpha - 1 = 0 \rightarrow \cos\alpha = \pm\frac{\sqrt{3}}{3} \end{cases}$$

hay $\alpha = 54^0 44'$

Nghiệm tối ưu là $\alpha = 54^0 44'$ với $\sin\alpha = 0,816$, $\cos\alpha = 0,577$ và hàm mục tiêu cực đại.

$$\text{MaxZ} = \frac{4}{3} R^3 . \frac{6}{9} . \frac{\sqrt{3}}{3} = 0,5132R^3.$$

Thí dụ VII.2

Cho một cây gỗ tròn bán kính R xẻ thành hộp sao cho bìa bắp loại đi ít nhất.

So với bài toán trên thì hàm mục tiêu đã thay đổi, ta phải tìm max của diện tích chứ không phải của modul chống uốn.

Ta có $F = bh = 4R^2 \sin\alpha\cos\alpha$.

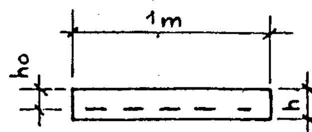
$$F = 2R^2 \sin 2\alpha$$

Ta thấy rằng không cần phải lấy đạo hàm vì F là max khi $\sin 2\alpha = 1$ hay $2\alpha = 90^0 \rightarrow \alpha = 45^0$. Như vậy gỗ tròn xẻ hộp vuông là loại ít bìa bắp nhất.

Thí dụ VII.3. Thiết kế tối ưu sàn bêtông cốt thép chịu uốn. Với số liệu cụ thể như sau :

Bêtông số hiệu 200, thép CT3 chịu moment uốn 2000*kgm*.

Trong tính toán thường lấy 1*m* dài để tính :



Các bước tính như sau :

Tính $A = \dfrac{M}{bh_0^2}$ tra ra μ

Theo kinh nghiệm $\mu = \dfrac{A}{20} = \dfrac{M}{20\,bh_0^2}$

Tính cốt thép $F_a = \mu.\dfrac{bh_0}{100} = \dfrac{M}{20h_0}$

Lấy $b = 100cm$ $h_0 = h - 2\ (cm)$

Trọng lượng bêtông $= 24(h_0 + 2)\ kg$

Trọng lượng thép = $78.5 \cdot \dfrac{M}{20h_0}$ kg

Hàm mục tiêu là tổng trọng lượng.

$$Z = 24(2 + h_0) + 78.5 \cdot \frac{2000}{20h_0}$$

$$Z = 48 + 24h_0 + \frac{7850}{h_0}$$

Đây là bài toán phi tuyến nhưng có 1 ẩn nên ta có thể áp dụng phương pháp triệt tiêu đạo hàm để tìm cực trị của Z:

Ta có $Z' = 24 - \dfrac{7850}{2h_0^2}$

Cho $Z' = 0$ ta có $h_0^2 = 163{,}54 \rightarrow h_0 = 12{,}79cm$

Chọn $h_0 = 13$ và $h = 15cm$

Đây là nghiệm tối ưu của bài toán.

* Tính thuận ta có $h_0^2 = 13^2 = 169$

$$A = \frac{2000}{169} = 11{,}84 \qquad \mu = \frac{A}{20} = 0{,}592\%$$

$F_a = 0{,}592 \times 13 = 7{,}7cm^2$ chọn Φ 12 a 150.

Thí dụ VII.4. Một xí nghiệp bêtông sản xuất hai loại cấu kiện bê tông đúc sẵn với giá thành 500.000đ/m^3 loại bêtông 100 và 800.000đ/m^3 loại bêtông 300 với mức tiêu thụ như sau :

Loại bêtông	XM (kg)	Cát (m^3)	Đá (m^3)	CT3 (kg)	CT5 (kg)
100	200	0.4	0.9	120	-
300	500	0.5	0.8	-	160

Trong kho hiện còn 30T ximăng; 40m^3 cát vàng; 7,2T thép CT3 và 8T thép CT5, đá không hạn chế. Tìm phương án sản xuất tối ưu (nhân công và phụ liệu như nhau).

Đây là bài toán kinh tế, có liên quan đến kết cấu, cần nghiên cứu để nắm cách giải :

Phát biểu bài toán tối ưu :

- Chọn biến thiết kế : x_1 khối lượng bêtông 100, x_2 khối lượng bêtông 300.

- Hàm mục tiêu : $\max Z = 500000x_1 + 800000x_2$

- Các ràng buộc :

$$\begin{cases} 200x_1 + 500x_2 \leq 30000 \\ 0.4x_1 + 0.5x_2 \leq 40 \\ 120x_1 \leq 7200 \\ 160x_2 \leq 8000 \end{cases}$$

Để thu gọn các hệ số ta ước lược hai toán như sau :

Hàm MT : $\max Z = 5x_1 + 8x_2$

Hàm RB :

$$\begin{cases} 2x_1 + 5x_2 \leq 300 \\ 4x_1 + 5x_2 \leq 400 \\ 3x_1 \leq 180 \\ 4x_2 \leq 200 \end{cases}$$

Bài toán tuyến tính có 2 ẩn nên giải bằng hình học; chuyển các ràng buộc thành đường thẳng :

$$x_2 \leq -0,4x_1 + 60$$

$$x_2 \leq -0,8x_1 + 80$$

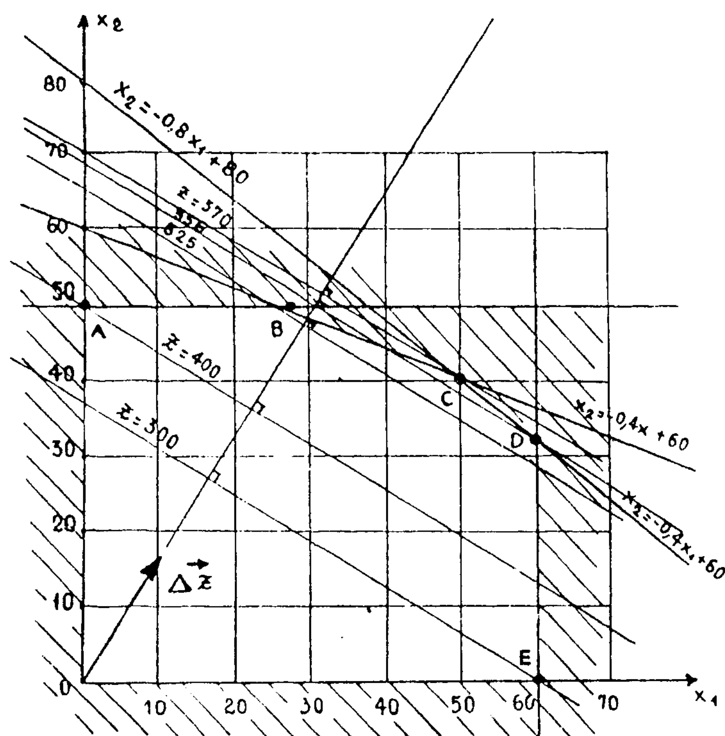
$$x_1 \leq 60 \text{ và } x_2 \leq 50$$

Biểu diễn trên hệ tọa độ ta thấy OABCDE là miền chứa nghiệm.

Hàm mục tiêu : $Z = 5x_1 + 8x_2$ chuyển thành

$$x_2 = -\frac{5}{8}x_1 + \frac{Z}{8}$$

Vectơ gradient $\overrightarrow{\Delta Z}$ có thành phần 5.8 họ đường Z vuông góc với $\overrightarrow{\Delta Z}$ qua điểm C là lớn nhất nên C là nghiệm tối ưu và $\max Z = 5 \times 50 + 8 \times 40 = 570$.



Tóm lại sản xuất $50m^3$ bêtông 100 và $40m^3$ bêtông 300 ta sẽ có tổng thu hoạch tối đa là 57 triệu đồng.

Thí dụ VII.5. Tìm nghiệm tối ưu :

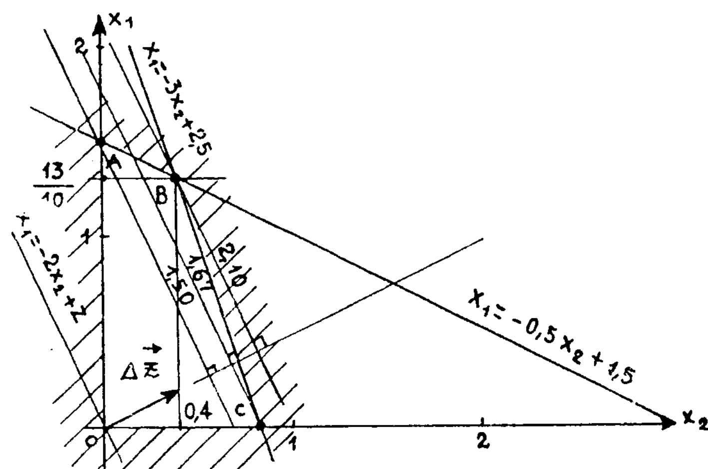
$$\max Z = x_1 + 2x_2$$

Với
$$\begin{cases} -x_1 - 2x_2 \leq 5 \\ x_1 + 0{,}5x_2 \leq 1.5 \\ x_1 + 3x_2 \leq 2{,}5 \\ x_1 \geq 0 \qquad x_2 \geq 0 \end{cases}$$

Bài toán này được giải bằng hai cách :

Phương pháp hình học :

Ràng buộc 1 là thừa, 4 ràng buộc sau xác định miền chứa nghiệm OABC.



Theo vectơ gradient $\Delta\vec{Z}$ thì B là nghiệm tối ưu :

$$\text{MaxZ} = 2{,}1.$$

Phương pháp đơn hình :

Phương pháp này chỉ tìm các đại lượng tối thiểu nên ta đổi dấu hàm mục tiêu trên thành $\min Z = -x_1 - 2x_2$ (khi có đáp số ta đổi lại dấu thành $\max Z = x_1 + 2x_2$).

Các ràng buộc này phải là đẳng thức nên ta phải thêm các biến phụ x_3, x_4, x_5 và bài toán trở thành :

Tìm $\min Z = -x_1 - 2x_2 + 0x_3 + 0x_4 + 0x_5$

Với
$$\begin{cases} -x_1 - 2x_2 + x_3 = 5 \\ x_1 + 0{,}5x_2 + x_4 = 1{,}5 \\ x_1 + 3x_2 + x_5 = 2{,}5 \end{cases}$$

Ta lập bảng đơn hình thứ nhất :

Cơ sở	C_i	A	-1	-2	0	0	0
			A_1	A_2	A_3	A_4	A_5
A_3	0	5	-1	-2	1	0	0
A_4	0	1,5	1	0,5	0	1	0
A_5	0	2,5	1	(3)	0	0	1
		$Z_0 = 0$	1	[2]	0	0	0

Ghi chú : Hàng trên cùng là các hệ số hàm mục tiêu.

- Cột A là các số hạng tự do của 3 ràng buộc.

- Các cột A_1 đến A_5 là các hệ số của x_1 đến x_5.

- Vấn đề mấu chốt là tính hàng cuối cùng :

$Z_0 = \sum C_iA$, ở đây $3C_i = 0$ nên $Z_0 = 0$

$Z_i = \sum C_iA_i - C_i$, ta lấy từng C_i nhân với từng A_i, cộng lại rồi trừ đi C_i ở trên cùng.

* Tiêu chuẩn đổi cơ sở : xét hàng Z nếu Z_i nào dương và lớn thì A_i phải vào cơ sở. Lại xét cột A_i nếu có hệ số nào dương lớn thì A_j ấy (hàng ngang) phải ra cơ sở.

* Theo bảng đơn hình thứ nhất, $Z_2 = 2$ là lớn nhất vậy A_2 phải vào. Trong cột A_2 thì hệ số 3 là lớn nhất vậy A_5 phải ra.

Ta lập bảng đơn hình thứ hai :

Cơ sở	C_i	A	-1	-2	0	0	0
			A_1	A_2	A_3	A_4	A_5
A_3	0	20/3	-1/3	0	1	0	2/3
A_4	0	3,25/3	2,5/3	0	0	1	-0,5/3
A_2	-2	2,5/3	1/3	1	0	0	1/3
$Z_0 = -5/3$			1/3	0	0	0	-2/3

Ghi chú : Bảng đơn hình 2 lập dựa theo bảng 1.

- Đầu tiên đi từ hàng A_5 phải ra thay bằng A_2.

- Hệ số C_i thay bằng -2 (trong hàm mục tiêu).

- Chia tất cả các hệ số trong hàng cho 3 (phân tử xoay) để cho xuất hiện con 1 ở cột A_2.

- Khử các hệ số khác ở cột A_2 bằng cách nhân hàng cuối với số đối rồi cộng lại.

- Khi bảng đơn hình đầy đủ thì tính Z.

Ở đây $Z_0 = -2 \times \frac{2,5}{3} = -\frac{5}{3}$; $Z_1 = \frac{1}{3}$; $Z_5 = -\frac{2}{3}$

do $Z_1 > 0$ nên A_1 vào và $\frac{2,5}{3} > 0$ nên A_4 ra.

Ta lập bảng đơn hình thứ ba :

Cơ sở	C_i	A	-1	-2	0	0	0
			A_1	A_2	A_3	A_4	A_5
A_3	0	21,3/3	0	0	1	0,4	0,6
A_1	-1	1,3	1	0	0	1,2	-0,2
A_2	-2	0,4	0	1	0	-0,4	-0,4
Z = -2,1			0	0	0	[illegible],4	-0,6

Ghi chú : Cách lập bảng 3 tương tự như bảng 2.

- Thay A_1 vào A_4 và ghi -1 vào cột C_i.

- Chia hàng 2 cho $\frac{2,5}{3}$ cho xuất hiện số 1.

- Khử tiếp các hệ số khác ở cột A_1.

- Khi tính Z ở hàng cuối cùng ta thấy không có Z nào dương cả, tất cả $Z_i \leq 0$, như vậy là ta đã đạt nghiệm tối ưu.

* Nhìn vào bảng 3 ta thấy rằng :

$$x_1 = 1,3 \text{ và } x_2 = 0,4 \text{ (ở cột A)}$$

Và Zmin = -2,1, đổi dấu lại ta có :

$$Zmax = x_1 + 2x_2 = 2,1.$$

Đối chiếu hai cách giải ta rút ra những nhận xét có tính lý luận của phương pháp đơn hình như sau :

1. Tập hợp các nghiệm của bài toán tối ưu là một đa giác lồi mà mỗi cạnh là một ràng buộc, mỗi đỉnh là một cơ sở.

2. Quá trình thay bảng đơn hình là quá trình thay cơ sở, tức là chuyển từ đỉnh nọ qua đỉnh kế bên.

Bảng đơn hình 1 là xuất phát từ đỉnh 0(0,0).

Bảng đơn hình 2 là ở đỉnh $C\left(\frac{2,5}{3}, 0\right)$; Z = 1,67.

Bảng đơn hình 3 là ở đỉnh B(0,4; 1,3); Z = ..10.

Thí dụ VII.6. Tìm min $Z = x_1^2 + x_2^2 + x_3^2$

Điều kiện :
$$\begin{cases} x_1 + x_2 + x_3 = 2 \\ x_1 - x_2 + 2x_3 = 3 \\ x_1,\ x_2 \text{ và } x_3 \geq 0 \end{cases}$$

Đây là một bài toán phi tuyến mà hàm mục tiêu là bậc hai và các ràng buộc là bậc nhất.

Trường hợp này ta có thể dùng nhân tử Lagrange và cho triệt tiêu tất cả các đạo hàm riêng phần bậc nhất, ta sẽ tìm được cực trị của hàm mục tiêu :

Cụ thể ta đặt như sau :

$$L(\vec{x}, \vec{\lambda}) = x_1^2 + x_2^2 + x_3^2 + \lambda_1\left[2 - x_1 - x_2 - x_3\right] +$$
$$+ \lambda_2\left[3 - x_1 + x_2 - 2x_3\right]$$

Và triệt tiêu 5 đạo hàm riêng phần :

$$\frac{\partial L}{\partial x_1} = 2x_1 - \lambda_1 - \lambda_2 = 0$$

$$\frac{\partial L}{\partial x_2} = 2x_2 - \lambda_1 + \lambda_2 = 0$$

$$\frac{\partial L}{\partial x_3} = 2x_3 - \lambda - 2\lambda_2 = 0$$

$$\frac{\partial L}{\partial \lambda_1} = 2 - x_1 - x_2 - x_3 = 0$$

$$\frac{\partial L}{\partial \lambda_2} = 3 - x_1 + x_2 - 2x_3 = 0$$

Ta có hệ 5 phương trình 5 ẩn số, giải ra :

$$x_1 = \frac{11}{14} ; x_2 = \frac{1}{14} ; x_3 = \frac{16}{14} ; \lambda_1 = \frac{12}{14}\ \lambda_2 = \frac{10}{14}$$

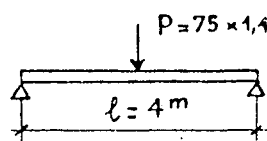
$$\min Z = \left(\frac{11}{14}\right)^2 + \left(\frac{1}{14}\right)^2 + \left(\frac{16}{14}\right)^2 = \frac{378}{196} = 1{,}929.$$

Thí dụ VII.7. Thiết kế tối ưu dầm gỗ chịu uốn.

$E = 10^5 kg/cm^2$; $R_u = 100 kg/cm^2$

Điều kiện :

$$\begin{cases} 1 \le \dfrac{h}{b} \le 2 \\ \dfrac{f}{l} \le \dfrac{1}{250} \end{cases}$$



Chọn biến $x_1 = b$; $x_2 = h$.

Hàm mục tiêu : min $Z = x_1.x_2$

$$M = \frac{Pl}{4} = \frac{105 \times 400}{4} = 10500 kg/cm$$

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{x_1 x_2^2}{6} \; ; \; \sigma = \frac{M}{W} \leq R_u$$

$$\frac{10500 \times 6}{x_1 x_2^2} \leq 100 \text{ hay } x_1 x_2^2 \geq 630 \text{ và } 1 \leq \frac{x_2}{x_1} \leq 2.$$

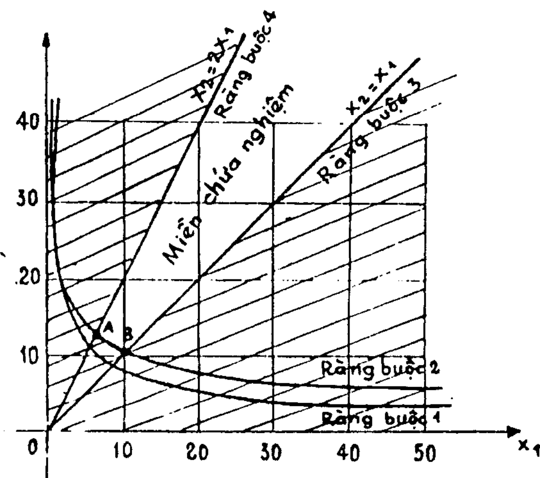
$$\frac{f}{l} = \frac{Pl^2}{48EJ} = \frac{105 \times 16 \times 10^4 \times 12}{48.10^5.x_1 x_2^3} = \frac{42}{x_1 x_2^3} \leq \frac{1}{250}$$

hay $\quad x_1 x_2^3 \geq 10500$

Tóm lại tìm min $Z = x_1 x_2$

với
$$\begin{cases} x_1 x_2^2 \geq 630 \\ x_1 x_2^3 \geq 10500 \\ 1 \leq \dfrac{x_2}{x_1} \leq 2 \end{cases}$$

Đây là bài toán phi tuyến, nhưng có hai ẩn nên có thể giải bằng hình học.



Đỉnh A(6,12) là tối ưu; minZ = $72cm^2$.

Thí dụ VII.8. Thiết kế tối ưu hệ bên.

L = 100*cm*;

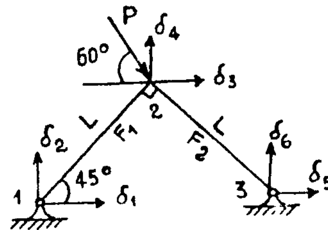
P = 10.000*kg*

E = $2.10^6 kg/cm^2$

Biến F_1 và F_2

Hàm mục tiêu :

minZ = $F_1 + F_2$



Ràng buộc : $\frac{N_1}{F_1} \leq 2100;\ \frac{N_2}{F_2} \leq 2100;$

$\delta_3 \leq 10^{-1}cm;\ \delta_4 \leq 10^{-1}cm.$

Giải theo phương pháp chuyển vị.

Ma trận độ cứng

Thanh 1.2

$$\left[K_1\right] = 10^4 \begin{bmatrix} F_1 & F_1 & -F_1 & -F_1 \\ F_1 & F_1 & -F_1 & -F_1 \\ -F_1 & -F_1 & F_1 & F_1 \\ -F_1 & -F_1 & F_1 & F_1 \end{bmatrix}$$

Thanh 2.3

$$\left[K_2\right] = 10^4 \begin{bmatrix} F_2 & -F_2 & -F_2 & F_2 \\ -F_2 & F_2 & F_2 & -F_2 \\ -F_2 & F_2 & F_2 & -F_2 \\ F_2 & -F_2 & -F_2 & F_2 \end{bmatrix}$$

Ma trận độ cứng toàn hệ :

$$[K] = 10^4 \begin{vmatrix} F_1 & F_1 & -F_1 & -F_1 & 0 & 0 \\ F_1 & F_1 & -F_1 & -F_1 & 0 & 0 \\ -F_1 & -F_1 & F_1+F_2 & F_1-F_2 & -F_2 & F_2 \\ -F_1 & -F_1 & F_1-F_2 & F_1+F_2 & F_2 & -F_2 \\ 0 & 0 & -F_2 & F_2 & F_2 & -F_2 \\ 0 & 0 & F_2 & -F_2 & -F_2 & F_2 \end{vmatrix}$$

Phương trình chính tắc của hệ $K\Delta = P$.

$$10^4 \begin{vmatrix} F_1 & F_1 & -F_1 & -F_1 & 0 & 0 \\ F_1 & F_1 & -F_1 & -F_1 & 0 & 0 \\ -F_1 & -F_1 & F_1+F_2 & F_1-F_2 & -F_2 & F_2 \\ -F_1 & -F_1 & F_1-F_2 & F_1+F_2 & F_2 & -F_2 \\ 0 & 0 & -F_2 & F_2 & F_2 & -F_2 \\ 0 & 0 & F_2 & -F_2 & -F_2 & F_2 \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \\ \delta_5 \\ \delta_6 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \\ P_5 \\ P_6 \end{vmatrix}$$

Diều kiện biên hình học

$$\delta_1 = \delta_2 = \delta_5 = \delta_6 = 0$$

Điều kiện biên lực học

$P_3 = P\cos60 = 10000 \times 0,5 = 5000$ kg

$P_4 = -P\sin60 = -10000 \times 0,866 = -8660$ kg

Đưa điều kiện biên vào hệ chính tắc con hai phương trình giữa :

$$10^4\begin{bmatrix} F_1 + F_2 & F_1 - F_2 \\ F_1 - F_2 & F_1 + F_2 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \delta_3 \\ \delta_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5000 \\ -8660 \end{bmatrix}$$

Giải ra ta có :

$$\delta_3 = \frac{\begin{bmatrix} 0{,}500 & F_1 + F_2 \\ -0{,}866 & F_1 - F_2 \end{bmatrix}}{4F_1F_2} = \frac{1{,}366F_1 - 0{,}366F_2}{4F_1F_2}$$

$$\delta_4 = \frac{\begin{bmatrix} F_1 + F_2 & 0{,}500 \\ F_1 - F_2 & -0{,}866 \end{bmatrix}}{4F_1F_2} = -\frac{1{,}366F_1 + 0{,}366F_2}{4F_1F_2}$$

Như vậy $\delta_4 < 0$ có chiều đi xuống.

Đưa các ràng buộc vào ta có :

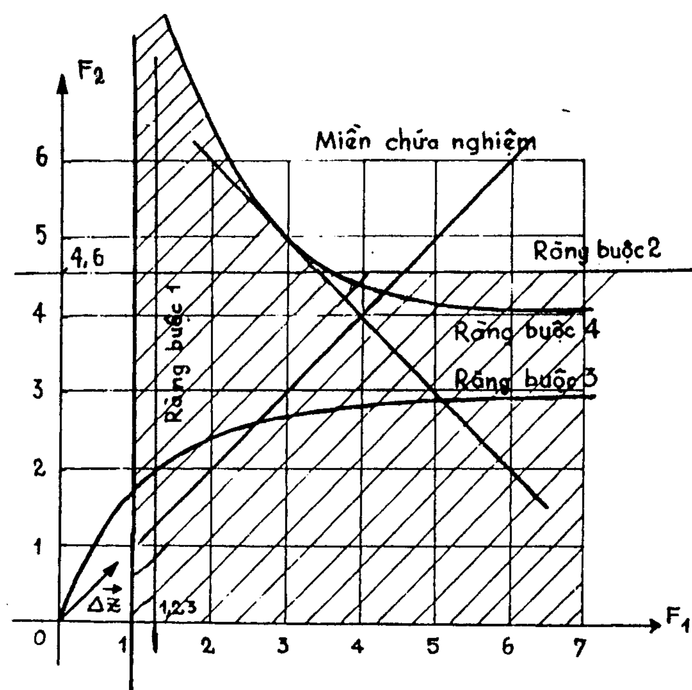
$$\frac{N_1}{F_1} = \frac{10000\sin 15}{F_1} = \frac{2588}{F_1} \leq 2100 \rightarrow F_1 \geq 1{,}23.$$

$$\frac{N_2}{F_2} = \frac{10000\cos 15}{F_2} = \frac{9659}{F_2} \leq 2100 \rightarrow F_2 \geq 4{,}60.$$

$$\delta_3 = \frac{1,366F_1 - 0,366F_2}{4F_1F_2} \leq 10^{-1} \rightarrow F_2 \geq \frac{1,366F_1}{0,4F_1 + 0,366}$$

$$\delta_4 = \frac{1,366F_1 + 0,366F_2}{4F_1F_2} \leq 10^{-1} \rightarrow F_2 \geq \frac{1,366F_1}{0,4F_1 - 0,366}$$

Hệ có hai biến nên giải bằng hình học.



Hàm mục tiêu là họ đường thẳng $F_2 = -F_1 + Z$

Tiếp điểm với ràng buộc 4 theo hương -1 sẽ cho nghiệm tối ưu. Lấy đạo hàm F_2 ta có :

$$F'_2 = \frac{1,366(0,4F_1 - 0,366) - 0,4.1,366F_1}{(0,4F_1 - 0,366)^2} = -1$$

Phương trình thu về $0,16F_1^2 - 0,2928F_1 - 0,366 = 0$

Giải ra và lấy nghiệm dương : $F_1 = 2,685$

Tính ra $F_2 = 5,180$

$$\text{Min } Z = F_1 + F_2 = 7,865cm^2$$

Có F_1 và F_2 tính ra

$$\delta_3 = \frac{3,66 - 1,90}{55,573} = 0,03167cm.$$

$$\delta_4 = \frac{-3,66 - 1,90}{55,573} \approx -0,10000cm.$$

Thay vào phương trình chính tắc :

$$\begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_5 \\ P_6 \end{bmatrix} = 10^4 \begin{bmatrix} -2,685 & -2,685 \\ -2,685 & -2,685 \\ -5,180 & 5,180 \\ 5,180 & -5,180 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 0,03167 \\ -0,10000 \end{bmatrix}$$

Tính ra $P_1 = P_2 = 1830\ kg$

$P_5 = -6830\ kg$

$P_6 = 6830\ kg$

Dùng phép chiếu có thể tìm ra P_1, P_2, P_5, P_6.

Nhận xét các ràng buộc :

- Ràng buộc 3 luôn đảm bảo vì δ_3 rất nhỏ.

- Ràng buộc 1 và 2 đảm bảo cường độ chịu đựng của vật liệu, nếu không khống chế chuyển vị thì đây là lý thuyết của độ bền đồng đều và ta có :

$$\min Z = F_1 + F_2 = 1,23 + 4,60 = 5,83cm^2$$

Thường do cấu tạo ta lấy $F_1 = F_2$

và mim $Z = 2 \times 4,6 = 9,2cm^2$.

- Ràng buộc 4 ở đây có ý nghĩa quyết định vì thường đối với kết cấu thép ổn định cần tăng cường hơn cường độ. Do cấu tạo ta thường chọn $F_1 = F_2$ nên $\min Z = 10,36cm^2$.

CHƯƠNG VIII

TÍNH ĐỘ TIN CẬY CỦA KẾT CẤU TRONG CÔNG TRÌNH

VIII. ĐỘ TIN CẬY CỦA CÔNG TRÌNH

Hiện nay chúng ta tính kết cấu công trình theo quan niệm tiền định : chúng ta lấy giá trị định trước cho từng loại tải trọng và độ bền thông qua một số hệ số an toàn k, n, m và trong tính toán mới giải quyết hai vấn đề là cường độ và ổn định.

Quan niệm tiền định hiện nay không còn phù hợp với thực trạng công trình nằm trong môi trường thiên nhiên do :

- Quan niệm tiền định không đánh giá được độ tin cậy của công trình.

- Quan niệm tiền định không lý giải được những hư hỏng thường xảy ra đối với công trình. Mặc dù khi thiết kế ta đã chọn phương án để cho giá trị trung bình của độ bền vật liệu lớn hơn giá trị trung bình của ứng suất gây ra; nhưng hư hỏng vẫn xảy ra do tính ngẫu nhiên của ứng suất và độ bền, khi giá trị của ứng suất có thể lớn hơn giá trị của độ bền.

VIII.1. SỰ HÌNH THÀNH VÀ PHÁT TRIỂN CỦA LÝ THUYẾT ĐỘ TIN CẬY

Lý thuyết độ tin cậy hình thành và phát triển dựa trên lý thuyết xác suất và thống kê toán học. Từ lâu, lý thuyết độ tin cậy đã được vận dụng để đánh giá chất lượng và kiểm tra sản phẩm công nghiệp như : hàng hóa, máy móc, radiô, tivi, ôtô, xe máy ...

Mãi đến những năm 1960, lý thuyết độ tin cậy mới được nghiên cứu đưa vào tính toán kết cấu công trình xây dựng. Sở dĩ có sự chậm trễ này là do những đặc thù riêng của công trình xây dựng :

- Không thể lấy mẫu công trình để thử mà phải thử ngay trên công trình.

- Công trình xây dựng giá thành cao, độ tin cậy cao, không thể có sản phẩm hỏng mà chỉ có sản phẩm không hỏng.

- Công trình xây dựng đa dạng và phức tạp, không cái nào giống cái nào.

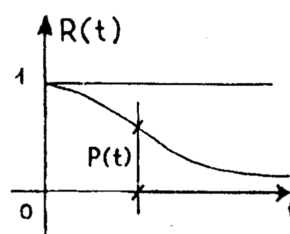
- Công trình xây dựng chịu tác động của nhiều yếu tố ngẫu nhiên trong suốt vòng đời của công trình : từ thai nghén (luận chứng, thiết kế) đến ra đời (thi công xây lắp) rồi phát triển (khai thác, sử dụng) và đào thải (hư hỏng, dỡ bỏ). Ngay yếu tố con người cũng có tác động đến chất lượng công trình trong cả bốn khâu nói trên.

Vì những lý do trên, chất lượng công trình phải được coi trọng, người thiết kế phải đánh giá được độ tin cậy của công trình. Nhiều nước đã xây dựng quy phạm tính toán độ tin cậy của công trình và đặt công việc đánh giá độ tin cậy của công trình thành chiến lược quốc gia, đảm bảo sự sống còn của xã hội.

VII.2. CƠ SỞ ĐÁNH GIÁ ĐỘ TIN CẬY CỦA CÔNG TRÌNH

Độ tin cậy của công trình được đánh giá bằng xác suất không hỏng của công trình.

$$R(t) = P(T \geq t)$$



hay xác suất để tuổi thọ T không nhỏ hơn thời gian t đã cho, hay xác suất để công trình không hỏng trước thời gian t.

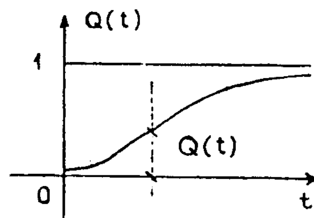
Tính chất của độ tin cậy.

1. $0 \leq R(t) \leq 1$
2. $R(0) = 1$ ban đầu công trình tốt.
3. $R(\infty) = 0$ t vô hạn công trình chắc chắn hỏng.
4. $R(t_1) \geq R(t_2)$ với $t_2 > t_1$ hàm đơn điệu giảm.

Độ từ chối của công trình bằng xác suất hỏng của công trình.

$$Q(t) = P(T<t) = 1 - R(t)$$

đây là hàm đơn điệu tăng.



Tuổi thọ của công trình : $T = \int_0^\infty P(t)dt$

Ba đặc trưng trên có quan hệ sau :

$$R(t) = 1 - \frac{t}{T} \qquad\qquad Q(t) = \frac{t}{T}$$

Trong lĩnh vực xây dựng, những đại lượng ngẫu nhiên liên tục thường được rời rạc hóa bằng những số liệu đo đạc, thí nghiệm nên trong cẩm nang này chỉ giới thiệu bài toán xác suất cho những đại lượng ngẫu nhiên rời rạc.

Ứng suất và độ bền là những đại lượng ngẫu nhiên có hàm phân phối F(x) và hàm mật độ f(x) theo những luật nhất định :

- Tuyệt đại đa số độ bền của vật liệu có luật phân phối chuẩn dạng đối xứng như : giới hạn bền, giới hạn chảy, giới hạn mỏi ... Trừ các hợp kim có luật phân phối loga chuẩn; các hợp kim gốc sắt có luật phân phối Weibull.

- Về mặt ứng suất, đại đa số các tải trọng gây ra đều có luật phân phối chuẩn dạng đối xứng, nhất là lực đẩy của động cơ phản lực, áp lực khí của động cơ đốt trong ... :ó

Mỗi đại lượng ngẫu nhiên đều đại diện bằng các tham số hoặc đặc trưng xác suất sau đây :

Kỳ vọng toán học

$$\mu = E(X) = \sum_{i=1}^{n} x_i p_i$$

x_i là giá trị của đại lượng với xác suất p_i.

n là số giá trị đo được của đại lượng X.

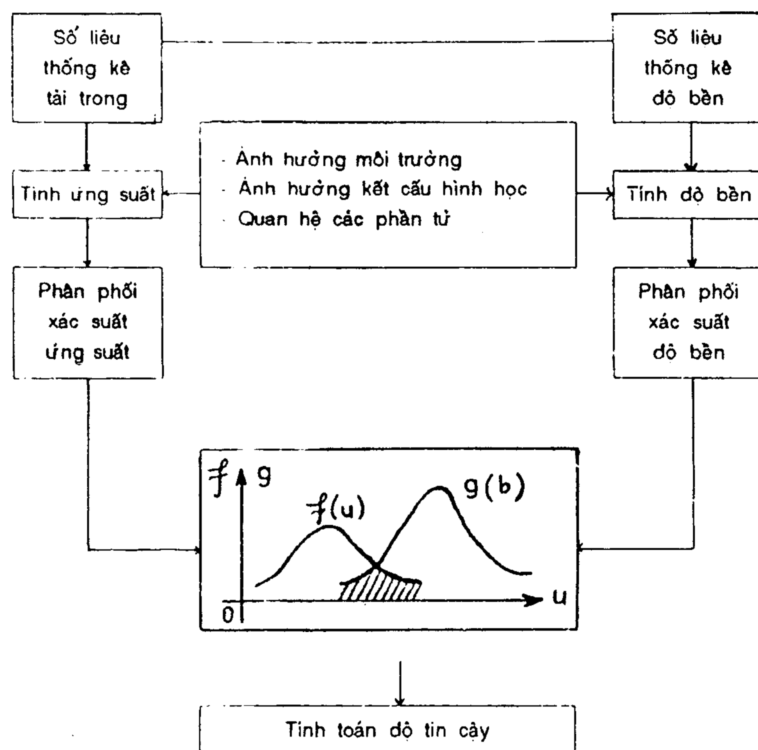
Phương sai

$$\sigma^2 = D(X) = E(x - \mu)^2 = \sum_{i=1}^{n} (x_i - \mu)^2 p_i$$

Độ lệch tiêu chuẩn hay độ lệch quân phương.

$$\sigma = \sqrt{D(X)}$$

Muốn đánh giá được độ tin cậy của công trình, người thiết kế phải có số liệu về phân phối ngẫu nhiên của tải trọng và độ bền, từ đó kết hợp với ảnh hưởng của các yếu tố bên ngoài, tiến hành phân phối xác suất và đánh giá độ tin cậy của công trình theo sơ đồ sau :



Chú ý phần giao nhau của hàm mật độ ứng suất và hàm mật độ độ bền, tại đây thường xẩy ra hư hỏng công trình.

VIII.3. THÍ DỤ TÍNH ĐỘ TIN CẬY

Thí dụ VIII.1. 1. **Tính độ tin cậy** của một thanh thép tròn chịu kéo với số liệu sau :

Tải trọng : 20 số liệu theo phân phối chuẩn.

1 lần 2100*kg* 5 lần 2300*kg* 3 lần 2760*kg*

2 lần 2200*kg* 8 lần 2500*kg* 1 lần 2900*kg*

Độ bền : 50 số liệu theo phân phối chuẩn.

2 lần 2400kg/cm^2 8 lần 2800kg/cm^2 3 lần 3300kg/cm^2

4 lần 2600kg/cm^2 10 lần 3000kg/cm^2 4 lần 3400kg/cm^2

6 lần 2750kg/cm^2 9 lần 3200kg/cm^2 2 lần 3600kg/cm^2

Độ lệch tiêu chuẩn bán kính thép tròn :

$$\sigma_r = 0.05\mu_r$$

2. Tính đặc trưng xác suất của tải trọng

Số lần	Tải trọng	p_i	$x_i p_i$	$x_i - \mu_p$	$[x_i - \mu_p]^2$	$[x_i - \mu_p]^2 . p_i$
1	2100	0,05	105	-359	128881	6444
2	2200	0,10	220	-259	67081	6708
5	2300	0,25	575	-159	25281	6320
8	2500	0,40	1000	41	1681	673
3	2760	0,15	414	301	90601	13590
1	2900	0,05	145	441	194481	9.724

Kỳ vọng μ_p = 2459; Phương sai σ_p^2 = 43.459

Độ lệch tiêu chuẩn σ_p = 208,468

3. Tính đặc trưng xác suất của độ bền

Số lần	Độ bền	p_i	$x_i p_i$	$x_i - \mu_B$	$[x_i - \mu_B]^2$	$[x_i - \mu_B]^2 . p_i$
2	2400	0,04	96	-604	364.816	14.593
4	2600	0,08	208	-404	163.216	13.057
6	2750	0,12	330	-254	64.516	7.742
8	2800	0,16	448	-204	41.616	6.659
10	3000	0,20	600	-4	16	3
9	3200	0,18	576	196	36.416	6915
5	3300	0,10	330	296	87.616	8762
4	3400	0,08	272	396	156.816	12 545
2	3600	0,04	144	596	355.216	14.209

Kỳ vọng $\mu_B = 3004$; Phương sai $\sigma_B^2 = 84.485$

Độ lệch tiêu chuẩn $\sigma_B = 290,663$.

4. Tính cốt thép chịu kéo và độ tin cậy

Đối với bài toán kéo nén của thanh thép tròn có độ lệch tiêu chuẩn bán kính $\sigma_r = \alpha\mu_r$ thì

$$Z_0 = \frac{\mu_B - \dfrac{\mu_P}{\pi\mu_r^2}}{\sqrt{\sigma_B^2 + \dfrac{\sigma_P^2 + \dfrac{4}{9}\alpha^2 \mu_P^2}{\pi^2\mu_r^4}}}$$

Đây là công thức thuận nghịch :

* Nếu chọn bán kính μ_r ta tính được Z_0, tra bảng VIII.2 ta được xác suất không hỏng $\Phi(Z_0)$.

* Nếu tự cho xác suất không hỏng $\Phi(Z_0)$, tra bảng VIII.2 ta có Z_0 và tính ra μ_r.

Theo cách thứ nhất, cho μ_r 4 trị số theo công thức trên tính ra 4 trị số Z_0, tra bảng 8.2 ta có 4 trị số độ tin cậy theo bảng sau :

μ_r (cm)	0,55	0,60	0,65	0,70
Z_0	1,11	2,36	3,43	4,33
$\Phi(Z_0)$	0,8665	0,9909	0,9988	0,9999

Ta thấy cốt thép càng lớn thì độ tin cậy càng cao.

Với thép Φ12 thì độ tin cậy là 0,99

Với thép Φ14 thì độ tin cậy là 0,9999.

* Kèm theo đây có bảng VIII.1 về hàm mật độ và bảng VIII.2 về hàm phân phối.

Thí dụ VIII.2 Trục chịu xoắn thuần túy. Một trục tròn chịu moment xoắn M biến đổi ngẫu nhiên với kỳ vọng $\mu_M = 113000 kgcm$ và độ lệch $\sigma_M = 11300 kgcm$. Giới hạn bền cắt của vật liệu phân phối với kỳ vọng $\mu_B = 3450 kg/cm^2$ và độ lệch $\sigma_B = 345 kg/cm^2$. Xác định đường kính trục để độ tin cậy bằng 0,999.

Ứng suất tiếp lớn nhất trên tiết diện trục là :

$$U = \frac{M_d}{2J_p} = \frac{16M}{\pi d^3} = \frac{2M}{\pi r^3}$$

Trong đó J_p là moment quán tính cực, d là đường kính, r là bán kính trục.

Giá trị trung bình của ứng suất tiếp là :

$$\mu_u = \frac{2\mu_M}{\pi\mu_r^3} = \frac{2{,}26 \,.\, 10^5}{\pi\mu_r^3} kg/cm^2$$

Cho độ lệch của bán kính do chế tạo bằng : $3\sigma_r = \alpha\mu_r$ với $\alpha = 0{,}03$ ta có :

$$\sigma_u = \sqrt{\frac{4\sigma_M^2}{\pi^2\mu_r^6} + \frac{36\mu_M^2\sigma_r^2}{\pi^2\mu_r^8}} = \frac{2{,}26 \,.\, 10^4}{\pi\mu_r^3}\sqrt{1 + (10\alpha)^2}$$

$$\sigma_u = \frac{23595}{\pi\mu_r^3} \text{ nếu đặt } x = \frac{1000}{\pi\mu_r^3} \text{ thì } \sigma_u = 23{,}595x$$

Với độ tin cậy 0,999 tra bảng VIII.2 ta có $Z_0 = 3{,}09$

$$\text{và } Z_0 = 3{,}09 = \frac{3450 - 226x}{\sqrt{(23{,}595x)^2 + 345^2}}$$

Rút gọn ta có : $x^2 - 34x + 235 = 0$

Giải ra ta có 2 nghiệm x dương.

$x_1 = 24{,}35 \quad \rightarrow \quad \mu_r = 2{,}356cm$

$x_2 = 9{,}65 \quad \rightarrow \quad \mu_r = 3{,}207cm$

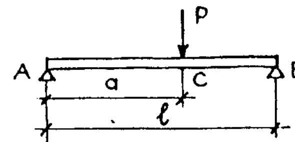
Ta thấy $\mu_r = 3{,}207cm$ là thích hợp.

* Nếu tự cho μ_r, tính ra Z_0 rồi tra bảng VIII.2 ra độ tin cậy ta có kết quả sau :

μ_r (cm)	2,540	3,048	3,556	4,064	4,572	5,080
$-Z_0$	+1,640	-2,086	-4,824	-6,555	-7,621	-8,736
R(t)	0,05050	0,98169	0,99999	0,99999	0,99999	1,00000

Thí dụ VIII.3.

Một dầm thép chịu uốn theo hình bên. Các đại lượng P, l, a và giới hạn bền của thép đều là các đại lượng ngẫu nhiên phân phối chuẩn như sau :



Đại lượng	Kỳ vọng	Độ lệch
Tải trọng	$\mu_p = 2700\ kg$	$\sigma_p = 89\ kg$
Chiều dài nhịp	$\mu_l = 305\ cm$	$\sigma_l = 1\ cm$
Khoảng cách	$\mu_a = 183\ cm$	$\sigma_a = 1\ cm$
Giới hạn bền	$\mu_B = 11720\ kg/cm^2$	$\sigma_B = 328\ kg/cm^2$

Chọn dầm thép chữ I sao cho độ tin cậy R(t) = 0,999.

M max tại C $\qquad M = \frac{P_a(l-a)}{l}$

Ứng suất max tại đó $\qquad V = \frac{M}{J_x} \cdot \frac{h}{2}$

Khai triển Taylor ta có $\mu_M = 197520 kgcm$; $\sigma_M = 6500 kgcm$

Sơ bộ ta chọn I10 có kích thước 100 x 68 x 4,5, với $I_x = 24 cm^4$ và $W_x = 49 cm^3$, ta có :

$$\mu_w = 0{,}049\mu_h^3 \text{ , cho } \sigma_h = 0{,}01\mu_h$$

thì $$\sigma_W = 0{,}00147\mu_h^3$$

Ứng suất trung bình và độ lệch của nó là :

$$\mu_u = \frac{\mu_M}{\mu_W} = \frac{19520}{0{,}049\mu_r^3} = \frac{4{,}031 \cdot 10^6}{\mu_r^3}$$

$$\sigma_u = \left[\left(\frac{1}{\mu_W} \right)^2 \sigma_M^2 + \left(\frac{\mu_M}{\mu_W^2} \right)^2 \sigma_W^2 \right]^{1/2} = \frac{1{,}79511 \cdot 10^5}{\mu_r^3}$$

Với độ tin cậy 0,999 tra bảng VIII.2 ta có $Z_0 = 3{,}09$, nếu đặt $x = \frac{10^3}{\mu_h^3}$ cuối cùng ta có :

$$Z_0 = 3{,}09 = \frac{11720 - 4031x}{\sqrt{32224x^2 + 107584}}$$

Rút gọn ta có : $x^2 - 5,9272x + 8,552 = 0$

Giải ra ta có 2 nghiệm x dương.

$x_1 = 3,4442 \rightarrow \mu_h = 6,222cm$

$x_2 = 2,4830 \rightarrow \mu_h = 7,385cm$

Ta chọn I10 là đảm bảo độ tin cậy

* Trong công thức tính Z_0 ta thấy σ_B ở mẫu vậy nếu σ_B tăng thì Z_0 giảm và độ tin cậy giảm theo bảng sau

σ_B kg/cm^2	344,75	482,65	620,55	758,45	896,35	1034,25
Z_0	3,035	2,604	2,239	1,945	1,709	1,519
R(t)	0,998797	0,995393	0,987418	0,974110	0,956276	0 935614

VIII.4. TUỔI THỌ CÔNG TRÌNH

Muốn tính được tuổi thọ của công trình ta phải có thêm yếu tố thời gian :

Về tải trọng : Phải có số liệu về chu kỳ hoạt động của tải trọng: số giờ sử dụng theo ca, theo ngày; số xe chạy từng giờ, ngày, tháng, năm; cường độ mưa gió theo trận, giờ, ngày, mùa, tháng, năm, các trạng thái biển theo giờ, ngày, tháng, mùa, năm ... từ đó xác định được đặc trưng ứng suất theo thời gian.

Về độ bền : Ngoài giới hạn bền, giới hạn chảy tức thời, ta còn phải có số liệu về biến đổi của độ bền theo thời gian (lão hóa) và giới hạn mỏi theo thời gian chịu tải ... từ đó ta xác định được độ bền theo thời gian.

Phối hợp hai đại lượng này ta sẽ xác định được tuổi thọ của công trình: Ở từng thời điểm nhất định ta xác định được độ tin cậy và độ từ chối của công trình; từ đó ta tìm được biện pháp gia cố để nâng cao tuổi thọ của công trình.

BẢNG VIII.1. GIÁ TRỊ HÀM MẬT ĐỘ PHÂN

Z_o	0,00	0,01	0,02	0,03
0,0	0,39894	0,39892	0,39886	0,39876
0,1	0,39695	0,39654	0,39608	0,39559
0,2	0,39104	0,39024	0,38940	0,38853
0,3	0,38139	0,38023	0,37903	0,37780
0,4	0,36827	0,36678	0,36526	0,36371
0,5	0,35207	0,35029	0,34849	0,34667
0,6	0,33222	0,33121	0,32918	0,32753
0,7	0,31225	0,31006	0,30785	0,30563
0,8	0,28969	0,28737	0,28504	0,28269
0,9	0,26609	0,26369	0,26129	0,25888
1,0	0,24197	0,23955	0,23713	0,23471
1,1	0,21785	0,21546	0,21307	0,21069
1,2	0,19419	0,19186	0,18954	0,18724
1,3	0,17137	0,16915	0,16694	0,16474
1,4	0,14973	0,14764	0,14556	0,14350
1,5	0,12952	0,12758	0,12566	0,12376
1,6	0,11092	0,10915	0,10714	0,10567
1,7	0,09405	0,09246	0,09089	0,08933
1,8	0,07895	0,07754	0,07614	0,07477
1,9	0,06562	0,06438	0,06316	0,06195
2,0	0,05399	0,05292	0,05186	0,05082
2,1	0,04398	0,04307	0,04217	0,04128
2,2	0,03547	0,03470	0,03394	0,03319
2,3	0,02833	0,02768	0,02705	0,02643
2,4	0,02239	0,02186	0,02134	0,02083
2,5	0,01753	0,01709	0,01667	0,01625
2,6	0,01358	0,01323	0,01289	0,01256
2,7	0,01042	0,01014	0,00987	0,00961
2,8	0,00792	0,00770	0,00748	0,00727
2,9	0,00595	0,00578	0,00562	0,00545
	0,0	0,1	0,2	0,3
3,0	0,00443	0,00327	0,00238	0,00172

PHỐI CHUẨN CHUẨN HÓA $\varphi(Z_0) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2} Z_0^2\right]$

0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,39862	0,39844	0,39822	0,39797	0,39767	0,39733
0,39505	0,39448	0,39387	0,39324	0,39253	0,39181
0,38762	0,38667	0,38568	0,38466	0,38361	0,38251
0,37654	0,37524	0,37391	0,37255	0,37115	0,36973
0,36213	0,36053	0,35889	0,35723	0,35553	0,35381
0,34428	0,34294	0,34105	0,33912	0,33718	0,33521
0,32506	0,32297	0,32086	0,31874	0,31659	0,31443
0,30339	0,30114	0,29887	0,29659	0,29431	0,29200
0,28034	0,27798	0,27562	0,27324	0,27086	0,26848
0,25647	0,25406	0,25164	0,24923	0,24681	0,24439
0,23230	0,22988	0,22747	0,22506	0,22265	0,22025
0,20831	0,20594	0,20357	0,20121	0,19886	0,19652
0,18494	0,18265	0,18037	0,17810	0,17585	0,17360
0,16256	0,16038	0,15822	0,15608	0,15395	0,15183
0,14146	0,15943	0,13742	0,13542	0,13344	0,13147
0,12188	0,12001	0,11816	0,11632	0,11450	0,11270
0,10396	0,10226	0,10059	0,09893	0,09728	0,09566
0,08780	0,08628	0,08478	0,08329	0,08183	0,08038
0,07341	0,07206	0,07074	0,06943	0,06814	0,06687
0,06077	0,05959	0,05844	0,05730	0,05618	0,05508
0,04980	0,04879	0,04780	0,04682	0,04586	0,04491
0,04041	0,03955	0,03871	0,03788	0,03706	0,03626
0,03246	0,03174	0,03103	0,03034	0,02965	0,02898
0,02582	0,02522	0,02463	0,02406	0,02349	0,02294
0,02033	0,01984	0,01936	0,01889	0,01824	0,01797
0,01585	0,01545	0,01506	0,01468	0,01431	0,01394
0,01223	0,01191	0,01160	0,01130	0,01100	0,01071
0,00935	0,00909	0,00885	0,00861	0,00837	0,00814
0,00707	0,00687	0,00668	0,00649	0,00631	0,00613
0,00530	0,00514	0,00499	0,00485	0,00471	0.00457
0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	
0,00123	0,00087	0,00061	0,00042	0,00029	0,00020

BẢNG VIII.2. GIÁ TRỊ HÀM PHÂN PHỐI CHUẨN CHUẨ

Z_o	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04
0,0	0,500000	0,503989	0,507978	0,511966	0,515953
0,1	0,539828	0,543795	0,547758	0,551717	0,555670
0,2	0,579260	0,583166	0,587064	0,595954	0,594835
0,3	0,617911	0,621720	0,625516	0,629300	0,633072
0,4	0,655422	0,659097	0,662757	0,666402	0,670031
0,5	0,691462	0,694974	0,698468	0,701944	0,705402
0,6	0,725747	0,729069	0,732371	0,735653	0,738914
0,7	0,758036	0,761148	0,764238	0,767305	0,770350
0,8	0,788145	0,791030	0,793892	0,796731	0,799546
0,9	0,815940	0,818589	0,821214	0,823814	0,826391
1,0	0,841345	0,843752	0,846136	0,848495	0,850830
1,1	0,864334	•0,866500	0,868643	0,870762	0,872857
1,2	0,884930	0,886861	0,888768	0,890651	0,892512
1,3	0,903200	0,904902	0,906582	0,908241	0,909877
1,4	0,919243	0,920730	0,922196	0,923642	0,925066
1,5	0,933193	0,934478	0,935744	0,936992	0,938220
1,6	0,945201	0,946301	0,947384	0,948449	0,949497
1,7	0,955434	0,956367	0,957284	0,958185	0,959070
1,8	0,964070	0,964852	0,965620	0,966375	0,967116
1,9	0,971283	0,971933	0,972571	0,973197	0,973810
2,0	0,977250	0,977784	0,978308	0,978822	0,979325
2,1	0,982136	0,982571	0,982997	0,983414	0,983823
2,2	0,986097	0,986447	0,986791	0,987126	0,987454
2,3	0,989276	0,989556	0,989830	0,990097	0,990358
2,4	0,991802	0,992024	0,992240	0,992451	0,992656
2,5	0,993790	0,993963	0,994132	0,994297	0,994457
2,6	0,995339	0,995473	0,995604	0,995731	0,995855
2,7	0,996533	0,996636	0,996736	0,996833	0,996928
2,8	0,997445	0,997523	0,997599	0,997673	0,997744
2,9	0,998134	0,998134	0,998250	0,998305	0,998359
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4
3,0	0,998650	0,999032	0,999313	0,999517	0,999663

ẢN HÓA $\Phi(Z_0)$

0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,519938	0,523922	0,527903	0,531881	0,535856
0,559618	0,563560	0,567495	0,571424	0,575345
0,598706	0,602568	0,606420	0,610261	0,614092
0,636831	0,640576	0,644309	0,648027	0,651732
0,673645	0,677242	0,680822	0,684386	0,687933
0,708840	0,712260	0,715661	0,719043	0,722405
0,742154	0,745373	0,748571	0,751748	0,754903
0,773373	0,776373	0,779350	0,782305	0,785236
0,802338	0,805106	0,807850	0,810570	0,813267
0,828944	0,831472	0,833977	0,836457	0,838913
0,853141	0,855428	0,857690	0,859929	0,862143
0,874928	0,876976	0,879000	0,881000	0,882977
0,894350	0,896165	0,897958	0,889727	0,901475
0,911492	0,913085	0,914656	0,916207	0,917736
0,926471	0,927855	0,929219	0,930563	0,931889
0,939429	0,940620	0,941792	0,942947	0,944083
0,950528	0,951543	0,952540	0,953521	0,954486
0,959941	0,960796	0,961636	0,962462	0,963273
0,967843	0,968557	0,969258	0,969946	0,970621
0,974412	0,975002	0,975581	0,976148	0,976704
0,979818	0,980301	0,980774	0,981237	0,981691
0,984222	0,984614	0,984997	0,985371	0,985738
0,987776	0,988089	0,988396	0,988696	0,988989
0,990613	0,990862	0,991106	0,991344	0,991576
0,992857	0,993053	0,993244	0,993431	0,993613
0,994614	0,994766	0,994915	0,995060	0,995201
0,995975	0,996093	0,996207	0,995319	0,996427
0,997020	0,997110	0,997197	0,997282	0,997365
0,997814	0,997882	0,997948	0,998012	0,998074
0,998411	0,998462	0,998511	0,998559	0,998605
0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,999767	0,999841	0,999892	0,999928	0,999952

PHẦN

BẢNG 1. CÁC HÀM CỦA SỐ TỰ NHIÊN

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$\frac{1}{n}$	$lg\,n$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$
1	1		1,000	1,000	1.0000	0,000	3 142	0.785
2	4	8	1,414	1.260	0.5000	0,301	6.283	3.142
3	9	27	1,732	1,442	0.3333	0,477	9.425	7,069
4	16	64	2,000	1,587	0.2500	0,602	12.570	12.57
5	25	125	2,236	1,710	0.2000	0,699	15,710	19.63
6	36	216	2,449	1,817	0,1667	0.778	18,850	28,27
7	49	343	2,646	1,913	0,1429	0,845	21,990	38,48
8	64	512	2,828	2,000	0,1250	0,903	25,130	50,27
9	81	729	3,000	2,080	0,1111	0,954	28,270	63,62
10	100	1000	3,162	2,154	0,1000	1,000	31,420	78,54
11	121	1331	3,317	2,224	0,0909	1,041	34,560	95,03
12	144	1728	4,464	2,289	0,0833	1,079	37,700	113,10
13	169	2197	3,606	2,351	0,0769	1,114	40,840	132,70
14	196	2744	3,742	2,410	0,0714	1,146	43,980	153,90
15	225	3375	3,873	2,466	0,0667	1,176	47,120	176,70
16	256	4096	4,000	2,520	0,0625	1,204	50,270	201,10
17	289	4913	4,123	2,571	0,0588	1,230	53,410	227,00
18	324	5832	4,243	2,621	0,0556	1,255	56,550	254,50
19	361	6859	4,359	2,669	0,0526	1,279	59,690	283,50
20	400	8000	4,472	2,714	0,0500	1,301	62,830	314,20
21	441	9261	4,583	2,759	0,0476	1,322	65,970	346,40
22	484	10648	4,690	2,802	0,0455	1,342	69,120	380,10
23	529	12167	4,796	2,844	0,0435	1,362	72,260	415,50
24	576	13824	4,899	2,884	0,0417	1,380	75,400	452,40
25	625	15625	5,000	2,924	0,0400	1,398	78,540	490,90

PHỤ LỤC

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$\frac{1}{n}$	$lg\,n$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$
26	676	17576	5,099	2,962	0,0385	1,415	81,680	530,90
27	729	19683	5,196	3,000	0,0370	1,431	84,820	572,60
28	784	21952	5,292	3,037	0,0357	1,447	87,970	615,80
29	841	24389	5,385	3,072	0,0345	1,462	91,110	660,50
30	900	27000	5,477	3,107	0,0333	1,477	94,250	706,90
31	961	29791	5,568	3,141	0,0322	1,491	97,39	754,77
32	1024	32768	5,657	3,175	0,0313	1,505	100,53	804,25
33	1089	35937	5,745	3,208	0,0303	1,519	103,67	855,30
34	1156	39304	5,831	3,240	0,0294	1,531	106,81	907,92
35	1225	42875	5,916	3,271	0,0286	1,544	109,96	962,11
36	1296	46656	6,000	3,302	0,0278	1,556	113,10	1017,88
37	1369	50653	6,083	3,332	0,0270	1,568	116,24	1075,21
38	1444	54872	6,164	3,362	0,0263	1,580	119,38	1134,11
39	1521	59319	6,245	3,391	0,0256	1,591	122,52	1194,59
40	1600	64000	6,325	3,420	0,0250	1,602	125,66	1256,64
41	1681	68921	6,403	3,448	0,0244	1,613	128,81	1320,25
42	1764	74088	6,481	3,476	0,0238	1,623	131,95	1385,44
43	1849	79507	6,557	3,503	0,0233	1,633	135,09	1452,20
44	1936	85184	6,633	3,530	0,0227	1,643	138,23	1520,53
45	2025	91125	6,708	3,557	0,0222	1,653	141,37	1590,43
46	2116	97336	6,782	3,583	0,0217	1,663	144,51	1661,90
47	2209	103823	6,856	3,609	0,0213	1,672	147,65	1734,94
48	2304	110592	6,928	3,634	0,0208	1,681	150,80	1809,56
49	2401	117649	7,000	3,659	0,0204	1,690	153,94	1885,74
50	2500	125000	7,071	3,684	0,0200	1,699	157,08	1963,50

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$\frac{1}{n}$	$lg\ n$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$
51	2601	132651	7,141	3,708	0,0196	1,708	160,22	2042,82
52	2704	140608	7,211	3,733	0,0192	1,716	163,36	2123,72
53	2809	148877	7,280	3,756	0,0189	1,724	166,50	2206,18
54	2916	157464	7,348	3,780	0,0185	1,732	169,65	2290,22
55	3025	166375	7,416	3,803	0,0182	1,740	172,79	2375,83
56	3136	175616	7,483	3,826	0,0179	1,748	175,93	2463,01
57	3249	185193	7,550	3,849	0,0175	1,756	179,07	2551,76
58	3364	195112	7,616	3,871	0,0172	1,763	182,21	2642,08
59	3481	205379	7,681	3,893	0,0169	1,771	185,35	2733,97
60	3600	216000	7,746	3,915	0,0167	1,778	188,50	2827,43
61	3721	226981	7,810	3,937	0,0164	1,7853	191,64	2922,5
62	3844	238328	7,874	3,958	0,0161	1,7924	194,78	3019,1
63	3969	250047	7,937	3,979	0,0159	1,7993	197,92	3117,2
64	4096	262144	8,000	4,000	0,0156	1,8062	201,06	3217,0
65	4225	274625	8,062	4,021	0,0154	1,8129	204,20	3318,3
66	4356	287496	8,124	4,041	0,0152	1,8195	207,35	3421,2
67	4489	300763	8,185	4,062	0,0149	1,8261	210,49	3525,7
68	4624	314432	8,246	4,082	0,0147	1,8325	213,63	3631,7
69	4761	328509	8,307	4,102	0,0145	1,8388	216,77	3739,3
70	4900	343000	8,367	4,121	0,0143	1,8451	219,91	3848,5
71	5041	357911	8,426	4,141	0,0141	1,8513	223,05	3959,2
72	5184	373248	8,485	4,160	0,0139	1,8573	226,19	4071,5
73	5329	399017	8,544	4,179	0,0137	1,8633	229,34	4185,4
74	5476	405224	8,602	4,198	0,0135	1,8692	232,48	4300,8
75	5625	421875	8,660	4,217	0,0133	1,8751	235,62	4417,9
76	5776	438976	8,718	4,236	0,0132	1,8808	238,76	4536,5
77	5929	456533	8,775	4,254	0,0130	1,8865	241,90	4656,6
78	6084	474552	8,832	4,273	0,0128	1,8921	245,04	4778,4
79	6241	493039	8,888	4,291	0,0127	1,8976	248,19	4901,7
80	6400	512000	8,944	4,309	0,0125	1,9031	251,33	5026,5

n	n^2	n^3	$\sqrt{n}$	$\sqrt[3]{n}$	$\frac{1}{n}$	$\lg n$	πn	$\frac{\pi n^2}{4}$
81	6561	531441	9,000	4,327	0,0123	1,9085	254,47	5153,0
82	6724	551368	9,055	4,344	0,0122	1,9138	257,61	5281,0
83	6889	571787	9,110	4,362	0 0120	1,9191	260,75	5410,6
84	7056	592704	9,165	4,380	0,0119	1,9243	263,89	5541,8
85	7225	614125	9,220	4,397	0,0118	1,9294	267,04	5674,5
86	7396	636056	9,277	4,414	0,0116	1,9345	270,18	5808,8
87	7569	658503	9,327	4,431	0,0115	1,9395	273,32	5944,7
88	7744	681472	9,381	4,448	0,0114	1,9445	276,46	6082,1
89	7921	704969	9,434	4,465	0,0112	1,9494	279,60	6221,1
90	8100	729000	9,487	4,481	0,0111	1,9542	282,74	6361,7
91	8281	753571	9,539	4,498	0,0110	1,9590	285,88	6503,9
92	8464	778588	9,592	4,514	0,0109	1,9638	289,03	6647,6
93	8649	804357	9,644	4,531	0,0107	1,9685	292,17	6792,9
94	8836	830584	9,695	4,547	0,0106	1,9731	295,31	6939,8
95	9025	857375	9,747	4,563	0,0105	1,9777	298,45	7088,2
96	9216	884736	9,798	4,579	0,0104	1,9823	301,59	7238,2
97	9409	912673	9,849	4,595	0,0103	1,9868	304,73	7389,8
98	9604	941192	9,899	4,610	0,0102	1,9912	307,88	7543,0
99	9801	970299	9,950	4,626	0,0101	1,9956	311,02	7697,7
100	10000	1000000	10,000	4,642	0,0100	2,0000	314,16	7854,0

BẢNG 2. SIN

A	0'	6'	12'	18'	24'	30'	36'	42'	48'	54'	60'	·	1'	2'	3'
											0,0000	90°			
0°	0,0000	0017	0035	0052	0070	0087	0105	0122	0140	0157	0,0175	89°	3	6	9
1°	0,0175	0192	0209	0227	0244	0262	0279	0297	0314	0332	0,0349	88°	3	6	9
2°	0,0349	0366	0384	0401	0419	0436	0454	0471	0488	0506	0,0523	87°	3	6	9
3°	0,0523	0541	0558	0576	0593	0610	0628	0645	0663	0680	0,0698	86°	3	6	9
4°	0,0698	0715	0732	0750	0767	0785	0802	0891	0837	0854	0,0872	85°	3	6	9
5°	0,0872	0889	0906	0924	0941	0958	0976	0993	1011	1028	0,1045	84°	3	6	9
6°	0,1045	1063	1080	1097	1115	1132	1149	1167	1184	1201	0,1219	83°	3	6	9
7°	0,1219	1236	1253	1271	1288	1305	1323	1340	1357	1374	0,1392	82°	3	6	9
8°	0,1392	1409	1426	1444	1461	1478	1495	1513	1530	1547	0,1564	81°	3	6	9
9°	0,1564	1582	1599	1616	1633	1650	1668	1683	1702	1719	0,1736	80°	3	6	9
10°	0,1736	1754	1771	1788	1805	1822	1840	1857	1874	1891	0,1908	79°	3	6	9
11°	0,1908	1925	1942	1959	1977	1994	2011	2028	2045	2062	0,2079	78°	3	6	9
12°	0,2079	2096	2113	2130	2147	2164	2181	2198	2215	2233	0,2250	77°	3	6	9
13°	0,2250	2267	2284	2300	2317	2334	2351	2368	2385	2402	0,2419	76°	3	6	8
14°	0,2419	2436	2453	2470	2487	2504	2521	2538	2554	2571	0,2588	75°	3	6	8
15°	0,2588	2605	2622	2639	2656	2672	2689	2706	2723	2740	0,2756	74°	3	6	8
16°	0,2756	2773	2790	2807	2823	2840	2857	2874	2890	2907	0,2924	73°	3	6	8
17°	0,2924	2940	2957	2974	2990	3007	3024	3040	3057	3074	0,3090	72°	3	6	8
18°	0,3090	3107	3123	3140	3156	3171	3190	3206	3223	3239	0,3256	71°	3	6	8
19°	0,3256	3272	3289	3305	3322	3338	3355	3371	3387	3404	0,3420	70°	3	5	8
20°	0,3420	3437	3453	3469	3486	3502	3518	3535	3551	3567	0,3584	69°	3	5	8
21°	0,3584	3600	3616	3633	3649	3665	3681	3697	3714	3730	0,3746	68°	3	5	8
22°	0,3746	3762	3778	3795	3811	3827	3843	3859	3875	3891	0,3907	67°	3	5	8
23°	0,3907	3923	3939	3955	3971	3987	4003	4019	4035	4051	0,4067	66°	3	5	8
24°	0,4067	4083	4099	4115	4131	4147	4163	4179	4195	4210	0,4226	65°	3	5	8
25°	0,4226	4242	4258	4274	4289	4305	4321	4337	4352	4368	0,4384	64°	3	5	8
26°	0,4384	4399	4415	4431	4446	4462	4478	4493	4509	4524	0,4540	63°	3	5	8
27°	0,4540	4555	4571	4586	4602	4617	4633	4648	4664	4679	0,4695	62°	3	5	8
28°	0,4695	4710	4726	4741	4756	4772	4787	4802	4818	4833	0,4848	61°	3	5	8
29°	0,4848	4863	4879	4894	4909	4924	4939	4955	4970	4985	0,5000	60°	3	5	8

COSIN

SIN															
A	0'	6'	12'	18'	24'	30'	36'	42'	48'	54'	60'	-	1'	2'	3'
30°	0.5000	5015	5030	5045	5060	5075	5090	5105	5120	5135	0.5150	59°	3	5	8
31°	0.5150	5165	5180	5195	5210	5225	5240	5255	5270	5284	0.5299	58°	2	5	7
32°	0.5299	5314	5329	5344	5358	5373	5388	5402	5417	5432	0.5446	57°	2	5	7
33°	0.5446	5461	5476	5490	5505	5519	5534	5548	5563	5577	0.5592	56°	2	5	7
34°	0.5592	5606	5621	5635	5650	5664	5678	5693	5707	5721	0.5736	55°	2	5	7
35°	0.5736	5750	5764	5779	5793	5807	5821	5835	5850	5864	0.5878	54°	2	5	7
36°	0.5878	5892	5906	5920	5934	5948	5962	5976	5990	6004	0.6018	53°	2	5	7
37°	0.6018	6032	6046	6060	6074	6088	6101	6115	6129	6143	0.6157	52°	2	5	7
38°	0.6157	6170	6184	6198	6211	6225	6239	6252	6266	6280	0.6293	51°	2	5	7
39°	0.6293	6307	6320	6334	6347	6361	6374	6388	6401	6414	0.6428	50°	2	4	7
40°	0.6428	6441	6455	6468	6481	6494	6508	6521	6534	6547	0.6561	49°	2	4	7
41°	0.6561	6574	6587	6600	6613	6626	6639	6652	6665	6678	0.6691	48°	2	4	7
42°	0.6691	6704	6717	6730	6743	6756	6769	6782	6794	6807	0.6820	47°	2	4	6
43°	0.6820	6833	6845	6858	6871	6884	6896	6909	6921	6934	0.6947	46°	2	4	6
44°	0.6947	6959	6972	6984	6997	7009	7022	7034	7046	7059	0.7071	45°	2	4	6
45°	0.7071	7083	7096	7108	7120	7133	7145	7157	7169	7181	0.7193	44°	2	4	6
46°	0.7193	7206	7218	7230	7242	7254	7266	7278	7290	7302	0.7314	43°	2	4	6
47°	0.7314	7325	7337	7349	7361	7373	7385	7396	7408	7420	0.7431	42°	2	4	6
48°	0.7431	7443	7455	7466	7478	7490	7501	7513	7524	7536	0.7547	41°	2	4	6
49°	0.7547	7559	7570	7581	7593	7604	7615	7627	7638	7649	0.7660	40°	2	4	6
50°	0.7660	7672	7683	7694	7705	7716	7727	7738	7749	7760	0.7771	39°	2	4	6
51°	0.7771	7782	7793	7804	7815	7826	7837	7848	7859	7869	0.7680	38°	2	4	5
52°	0.7880	7891	7902	7912	7923	7934	7944	7955	7965	7976	0.7986	37°	2	4	5
53°	0.7986	7997	8007	8018	8028	8039	8049	8059	8070	8080	0.8090	35°	2	3	5
54°	0.8090	8100	8111	8121	8131	8141	8151	8161	8171	8181	0.8192	35°	2	3	5
55°	0.8192	8202	8211	8221	8231	8241	8251	8261	8271	8281	0.8290	34°	2	3	5
56°	0.8290	8300	8310	8320	8329	8339	8348	8358	8368	8377	0.8387	33°	2	3	5
57°	0.8387	8396	8406	8415	8425	8434	8443	8453	8462	8471	0.8480	32°	2	3	5
58°	0.8480	8490	8499	8508	8517	8526	8536	8545	8554	8563	0.8572	31°	2	3	5
59°	0.8572	8581	8590	8599	8607	8616	8625	8634	8643	8652	0.8660	30°	1	3	4
-	60'	54'	48'	42'	36'	30'	24'	18'	12'	6'	0'	A	1'	2'	3'
COSIN															

SIN															
A	0'	6'	12'	18'	24'	30'	36'	42'	48'	54'	60'	-	1	2	3
60°	0.8660	8669	8678	8686	8695	8704	8712	8721	8729	8738	0,8746	29°	1	3	4
61°	0.8746	8755	8763	8771	8780	8788	8796	8805	8813	8821	0,8829	28°	1	3	4
62°	0,8829	8838	8846	8854	8862	8870	8878	8886	8894	8902	0,8910	27°	1	3	4
63°	0,8910	8918	8926	8934	8942	8949	8957	8965	8973	8980	0,8988	26°	1	3	4
64°	0,8988	8996	9003	9011	9018	9026	9033	9041	9048	9056	0,9063	25°	1	3	4
65°	0.9063	9070	9078	9085	9092	9100	9107	9144	9121	9128	0,9135	24°	1	2	4
66°	0.9135	9143	9150	9157	9164	9171	9178	9184	9191	9198	0,9205	23°	1	2	3
67°	0.9205	9212	9219	9225	9232	9239	9245	9252	9259	9265	0,9272	22°	1	2	3
68°	0,9272	9278	9285	9291	9298	9304	9311	9317	9323	9330	0,9336	21°	1	2	3
69°	0.9336	9342	9348	9354	9361	9367	9373	9379	9835	9391	0.9397	20°	1	2	3
70°	0,9397	9403	9409	9415	9421	9426	9432	9438	9444	9449	0,9455	19°	1	2	3
71°	0,9455	9461	9466	9472	9478	9483	9489	9494	9500	9505	0,9511	18°	1	2	3
72°	0,9511	9516	9521	9527	9532	9537	9542	9548	9553	9558	0,9563	17°	1	2	3
73°	0,9563	9568	9573	9578	9583	9588	9593	9598	9603	9608	0,9613	16°	1	2	2
74°	0,9613	9617	9622	9627	9632	9636	9641	9646	9650	9655	0.9659	15°	1	2	2
75°	0,9659	9664	9668	9673	9677	9681	9686	9690	9694	9699	0,9703	14°	1	1	2
76°	0,9703	9707	9711	9715	9720	9724	9728	9732	9736	9740	0,9744	13°	1	1	2
77°	0,9744	9758	9751	9755	9759	9763	9767	9770	9774	9778	0,9781	12°	1	1	2
78°	0.9781	9785	9789	9792	9796	9799	9803	9806	9810	9813	0,9816	11°	1	1	2
79°	0,9816	9820	9823	9826	9829	9823	9836	9839	9842	9845	0,9848	10°	1	1	2
80°	0,9848	9851	9854	9857	9860	9863	9866	9869	9871	9874	0.9877	9°	0	1	1
81°	0,9877	9880	9882	9885	9888	9890	9893	9895	9898	9900	0,9903	8°	0	1	1
82°	0.9903	9905	9907	9910	9912	9914	9917	9919	9921	9923	0,9925	7°	0	1	1
83°	0,9925	9928	9930	9932	9934	9936	9938	9940	9942	9943	0,9945	6°	0	1	1
84°	0,9945	9947	9949	9951	9952	9954	9956	9957	9959	9960	0,9962	5°	0	1	1
85°	0,9962	9963	9965	9966	9968	9969	9971	9972	9973	9974	0,9976	4°	0	0	1
86°	0,9976	9977	9978	9979	9980	9981	9982	9983	9984	9985	0,9986	3°	0	0	0
87°	0,9986	9987	9988	9989	9990	9990	9991	9992	9993	9993	0,9994	2°	0	0	0
88°	0.9994	9995	9995	9996	9996	9997	9997	9997	9998	9998	0,9998	1°	0	0	0
89°	0,9998	9999	9999	9999	9999	0000	0000	0000	0000	0000	0,0000	0°	0	0	0
90°	1.0000														
-	60'	54'	48'	42'	36'	30'	24'	18'	12'	6'	0'	A	1	2	3
COSIN															

BẢNG 3. TANG

A	0'	6'	12'	18'	24'	30'	36'	42'	48'	54'	60'	-	1'	2'	3'
0°	0,0000	0017	0035	0052	0070	0087	0105	0122	0140	0157	0,0000	90°	3	6	9
1°	0,0175	0192	0209	0227	0244	0262	0279	0297	0314	0332	0,0175	89°	3	6	9
2°	0,0349	0367	0384	0402	0419	0437	0454	0472	0489	0507	0,0349	88°	3	6	9
3°	0,0524	0542	0559	0577	0594	0612	0629	0647	0664	0682	0,0524	87°	3	6	9
4°	0,0699	0717	0734	0752	0769	0787	0805	0822	0840	0857	0,0699	86°	3	6	9
											0,0875	85°			
5°	0,0875	0892	0910	0928	0945	0963	0981	0998	1016	1033	0,1051	84°	3	6	9
6°	0 1051	1069	1086	1104	1122	1139	1157	1175	1192	1210	0,1228	83°	3	6	9
7°	0 1228	1246	1263	1281	1299	1317	1334	1352	1370	1388	0,1405	82°	3	6	9
8°	0 1405	1423	1441	1459	1477	1495	1512	1530	1548	1566	0,1584	81°	3	6	9
9°	0,1584	1602	1620	1638	1655	1673	1691	1709	1727	1745	0,1763	80°	3	6	9
10°	0,1763	1781	1799	1817	1835	1853	1817	1890	1908	1926	0,1944	79°	3	6	9
11°	0,1944	1962	1980	1998	2016	2035	2053	2071	2089	2107	0,2126	78°	3	6	9
12°	0.2126	2144	2162	2180	2199	2217	2235	2254	2272	2290	0,2309	77°	3	6	9
13°	0,2309	2327	2345	2364	2382	2401	2419	2438	2456	2475	0,2493	76°	3	6	9
14°	0,2493	2512	2530	2549	2568	2586	2605	2623	2642	2661	0,2679	75°	3	6	9
15°	0,2679	2698	2717	2736	2754	2773	2792	2811	2830	2849	0,2867	74°	3	6	9
16°	0,2867	2886	2905	2924	2943	2962	2981	3000	3019	3038	0,3057	73°	3	6	9
17°	0,3057	3076	3096	3115	3134	3153	3172	3191	3211	3236	0,3249	72°	3	6	10
18°	0,3249	3269	3288	3307	3327	3346	3365	3385	3404	3424	0,3443	71°	3	6	10
19°	0,3443	3463	3482	3502	3522	3541	3561	3581	3600	3620	0,3640	70°	3	7	10
20°	0,3640	3659	3679	3699	3719	3739	3759	3779	3799	3819	0,3839	69°	3	7	10
21°	0,3839	3859	3879	3899	3919	3939	3959	3979	4000	4020	0,4040	68°	3	7	10
22°	0,4040	4061	4081	4101	4122	4142	4163	4183	4204	4224	0,4245	67°	3	7	10
23°	0.4245	4265	4286	4307	4327	4348	4369	4390	4411	4431	0,4452	66°	3	7	10
24°	0,4452	4473	4494	4515	4536	4557	4578	4599	4621	4642	0,4663	65°	4	7	11
-	60'	54'	48'	42'	36'	30'	24'	18'	12'	6'	0'	A	1'	2'	3'

COTANG

TANG														
A	0'	6'	12'	18'	24'	30'	36'	42'	48'	54'	60'	-	1'	2'	3'
25	0,4663	4684	4706	4727	4748	4770	4791	4813	4834	4856	0,4877	64	4	7	11
26	0,4877	4899	4921	4942	4964	4986	5008	5029	5051	5073	0,5095	63	4	7	11
27	0,5095	5117	5139	5161	5184	5206	5228	5250	5272	5295	0,5317	62	4	7	11
28	0,5317	5340	5362	5384	5407	5430	5452	5475	5498	5520	0,5543	61	4	8	11
29	0,5543	5566	5589	5612	5635	5658	5681	5704	5727	5750	0,5774	60	4	8	12
30	0,5774	5797	5820	5844	5867	5890	5914	5938	5961	5985	0,6009	59	4	8	12
31	0,6009	6032	6056	6080	6104	6128	6152	6176	6200	6224	0,6249	58	4	8	12
32	0,6249	6273	6297	6322	6346	6371	6395	6420	6445	6469	0,6494	57	4	8	12
33	0,6494	6519	6544	6569	6594	6619	6644	6669	6694	6720	0,6745	56	4	8	13
34	0,6745	6771	6796	6822	6847	6873	6899	6924	6950	6976	0,7002	55	4	9	13
35	0,7002	7028	7054	7080	7107	7133	7159	7186	7212	7239	0,7265	54	4	9	13
36	0,7265	7292	7319	7346	7373	7400	7427	7454	7481	7508	0,7536	53	5	9	14
37	0,7536	7563	7590	7618	7646	7673	7701	7729	7757	7785	0,7813	52	5	9	14
38	0,7813	7841	7869	7898	7926	7954	7983	8012	8040	8069	0,8098	51	5	9	14
39	0,8098	8127	8156	8185	8214	8243	8273	8302	8332	8361	0,8391	50	5	10	15
40^0	0,8391	8421	8451	8481	8511	8541	8571	8601	8632	8662	0,8693	49^0	5	10	15
41	0,8693	8724	8754	8785	8816	8847	8878	8910	8941	8972	0,9004	48	5	10	16
42	0,9004	9036	9067	9099	9131	9163	9195	9228	9260	9293	0,9325	47	6	11	16
43	0,9325	9358	9391	9424	9457	9490	9523	9556	9590	9623	0,9657	46	6	11	17
44	0,9657	9691	9725	9759	9793	9827	9861	9896	9930	9965	1,0000	45	6	11	17
45	1,0000	0035	0070	0105	0141	0176	0212	0247	0283	0319	1,0355	44	6	12	18
46	1,0355	0392	0428	0464	0501	0538	0575	0612	0649	0686	1,0724	43	6	12	18
47	1,0724	0761	0799	0837	0875	0913	0951	0990	1028	1067	1,1106	42	6	13	19
48	1,1106	1145	1184	1224	1263	1303	1343	1383	1423	1463	1,1504	41	7	13	20
49	1,1504	1544	1585	1626	1667	1708	1750	1792	1833	1875	1,1918	40	7	14	21
50	1,1918	1960	2002	2045	2088	2131	2174	2218	2261	2305	1,2349	39	7	14	22
51	1,2349	2393	2437	2482	2527	2572	2617	2662	2708	2753	1,2799	38	8	15	23
52	1,2799	2846	2892	2938	2985	3032	3079	3127	3175	3222	1,3270	37	8	16	24
53	1,3270	3319	3367	3416	3465	3514	3564	3613	3663	3713	1,3764	36	8	16	25
54	1,3764	3814	3865	3916	3968	4019	4071	4124	4176	4229	1,4281	35	9	17	26
	60'	54'	48'	42'	36'	30'	24'	18'	12'	6'	0'	A	1'	2'	3'
COTANG															

A	0'	6'	12'	18'	24'	30'	36	42'	48'	54'	60'	·	1'	2'	3'
							TANG								
55	1.4281	4335	4388	4442	4496	4550	4605	4659	4715	4770	1.4826	34	9	18	27
56	1 4826	4882	4938	4994	5051	5108	5166	5224	5282	5340	1.5399	33	10	19	29
57	1.5399	5458	5517	5577	5637	5697	5757	5818	5880	5941	1.6003	32	10	20	30
58	1.5003	6066	6128	6191	6255	6319	6383	6447	6512	6577	1.6643	31	11	21	32
59	1.6643	6709	6775	6842	6909	6977	7045	7113	7182	7251	1.7321	30	11	23	34
60	1.732	1,739	1,746	1,753	1 760	1.767	1.775	1,782	1,789	1,797	1.804	29	1	2	4
61	1.804	1,811	1,819	1,827	1,834	1,842	1,849	1,857	1,865	1,873	1.881	28	1	3	4
62	1.881	1,889	1,897	1,905	1.913	1,921	1,929	1.937	1,946	1,954	1.963	27	1	3	4
63	1.963	1,971	1,980	1.988	1.997	2.006	2,014	2,023	2,032	2,041	2.050	26	1	3	4
64	2.050	2,059	2,069	2.078	2.087	2.097	2.106	2,116	2,125	2,135	2.145	25	2	3	5
65	2.145	2,154	2,164	2.174	2.184	2 194	2,204	2,215	2,225	2,236	2.246	24	2	3	5
66	2.246	2,257	2,267	2,278	2,289	2.300	2,311	2,322	2,333	2,344	2,356	23	2	4	5
67	2.356	2,367	2,379	2 391	2.402	2,414	2,426	2.438	2,450	2,463	2.475	22	2	4	6
68	2.475	2.488	2.500	2.513	2,526	2,539	2,552	2.565	2,578	2,592	2.605	21	2	4	6
69	2.605	2,619	2,633	2.646	2.660	2,675	2,689	2.703	2.718	2.733	2.747	20	2	5	7
70	2.747	2,762	2,778	2,793	2,808	2,824	2,840	2,856	2,872	2,888	2,904	19	3	5	8
71	2.904	2.921	2,937	2,954	2,971	2,989	3,006	3,024	3,042	3,060	3,078	18	3	6	9
72	3.078	3,096	3,115	3,133	3,152	3,172	3,191	3,211	3,230	3,251	3,271	17	3	6	10
73	3.271	3,291	3,312	3.333	3.354	3,376							3	7	10
							3,398	3.420	3.442	3.465	3.487	16	4	7	11
74	3.487	3,511	3,534	3,558	3,582	3,606							4	8	12
							3,630	3,655	3,681	3.706	3.732	15	4	8	13
75	3.732	3,758	3,785	3,812	3.839	3,867							4	9	13
							3,895	3,923	3,952	3,981	4.011	14	5	10	14
	60'	54'	48'	42'	36'	30'	24'	18'	12'	6'	0'	A	1'	2'	3'
							COTANG								

BẢNG 4. TANG CÁC GÓC GẦN 90°

A	0'	1'	2'	3'	4'	5'	6'	7'	8'	9'	10'	
76°00'	4,011	4,016	4,021	4,026	4,031	4,036	4,041	4,046	4,051	4,056	4,061	13°50'
76°10'	4,061	4,066	4,071	4,076	4,082	4,087	4,092	4,097	4,102	4,107	4,113	13°40'
76°20'	4,113	4,118	4,123	4,128	4,134	4,139	4,144	4,149	4,155	4,160	4,165	13°30'
76°30'	4,155	4,171	4,176	4,181	4,187	4,192	4,198	4,203	4,208	4,214	4,219	13°20'
76°40'	4,219	4,225	4,230	4,236	4,241	4,247	4,252	4,258	4,264	4,269	4,275	13°10'
76°50'	4,275	4,280	4,286	4,292	4,297	4,303	4,309	4,314	4,320	4,326	4,331	13°00'
77°00'	4,331	4,337	4,343	4,349	4,355	4,360	4,366	4,372	4,378	4,384	4,390	12°50'
77°10'	4,390	4,396	4,402	4,407	4,413	4,419	4,425	4,431	4,437	4,413	4,449	12°40'
77°20'	4,449	4,455	4,462	4,468	4,474	4,480	4,486	4,492	4,498	4,505	4,511	12°30'
77°30'	4,511	4,517	4,523	4,529	4,536	4,542	4,548	4,555	4,561	4,567	4,174	12°20'
77°40'	4,574	4,580	4,586	4,593	4,599	4,606	4,612	4,619	4,625	4,632	4,638	12°10'
77°50'	4,638	4,645	4,651	4,658	4,665	4,671	4,678	4,685	4,691	4,698	4,705	12°00'
78°00'	4,705	4,711	4,718	4,725	4,732	4,739	4,745	4,752	4,759	4,766	4,773	11°50'
78°10'	4,773	4,780	4,787	4,794	4,801	4,808	4,815	4,822	4,829	4,836	4,843	11°40'
78°20'	4,843	4,850	4,857	4,864	4,872	4,879	4,886	4,893	4,901	4,908	4,915	11°30'
78°30'	4,915	4,922	4,930	4,937	4,945	4,952	4,959	4,967	4,974	4,982	4,989	11°20'
78°40'	4,989	4,997	5,005	5,012	5,020	5,027	5,035	5,043	5,050	5,058	5,066	11°10'
78°50'	5,066	5,074	5,081	5,089	5,097	5,105	5,113	5,121	5,129	5,137	5,145	11°00'
79°00'	5,145	5,153	5,161	5,169	5,177	5,185	5,193	5,201	5,209	5,217	5,226	10°50'
79°10'	5,226	5,234	5,242	5,250	5,259	5,267	5,276	5,284	5,292	5,301	5,309	10°40'
79°20'	5,309	5,318	5,326	5,335	5,343	5,352	5,361	5,369	5,378	5,387	5,396	10°30'
79°30'	5,396	5,404	5,413	5,422	5,431	5,440	5,449	5,458	5,466	5,475	5,485	10°20'
79°40'	5,485	5,494	5,503	5,512	5,521	5,530	5,539	5,549	5,558	5,567	5,576	10°10'
79°50'	5,576	5,586	5,595	5,605	5,614	5,623	5,633	5,642	5,652	5,662	5,671	10°00'
80°00'	5,671	5,681	5,691	5,700	5,710	5,720	5,730	5,740	5,749	5,759	5,769	9°50'
80°10'	5,769	5,779	5,789	5,799	5,810	5,820	5,830	5,840	5,850	5,861	5,871	9°40'
80°20'	5,871	5,881	5,892	5,902	5,912	5,923	5,933	5,944	5,954	5,965	5,976	9°30'
80°30'	5,976	5,986	5,997	6,008	6,019	6,030	6,041	6,051	6,062	6,073	6,084	9°20'
80°40'	6,084	6,096	6,107	6,118	6,129	6,140	6,152	6,163	6,174	6,186	6,197	9°10'
80°50'	6,197	6,209	6,220	6,232	6,243	6,255	6,267	6,278	6,290	6,302	6,314	9°00'

COTANG

TANG												
A	0'	1'	2'	3'	4'	5'	6	7'	8'	9'	10'	-
81°00'	6.314	6.326	6.338	6.350	6.362	6.374	6.386	6.398	6.410	6.423	6.435	8°50'
81°10'	6.435	6.447	6.460	6.472	6.485	6.497	6.510	6.522	6.535	6.548	6.561	8°40'
81°20'	6.561	6.573	6.586	6.599	6.612	6.625	6.638	6.651	6.665	6.678	6,691	8°30'
81°30'	6,691	6.704	6.718	6.731	6.745	6.758	6.772	6.786	6.799	6.813	6,827	8°20'
81°40'	6,827	6.841	6,855	6,869	6.883	6.897	6.911	6.925	6.940	6.954	6,968	8°10'
81°50'	6,968	6,983	6,997	7.012	7,026	7.041	7.056	7.071	7.085	7.100	7.115	8°00'
82°00'	7.115	7.130	7.146	7.161	7.176	7.191	7.207	7.222	7.238	7.253	7.269	7°50'
82°10'	7.269	7.284	7.300	7.316	7.332	7.348	7.364	7.380	7.396	7.412	7.429	7°40'
82°20'	7.429	7.445	7.462	7.478	7.495	7.511	7.528	7.545	7.562	7.579	7.596	7°30'
82°30'	7,596	7.613	7.630	7.647	7.665	7.682	7.700	7.717	7.735	7.753	7.770	7°20'
82°40'	7.770	7.788	7.806	7.824	7.842	7.861	7.879	7.897	7.916	7.934	7.953	7°10'
82°50'	7.953	7.972	7.991	8.009	8.028	8.048	8.067	8.086	8.105	8.125	8.144	7°00'
83°00'	8.144	8.164	8.184	8.204	8.223	8.243	8.264	8.284	8.304	8.324	8.345	50'
10'	8.345	8.366	8.386	8.407	8.428	8.449	8.470	8.491	8.513	8.534	8.556	40'
20'	8.556	8.577	8.599	8.621	8.643	8.665	8.687	8.709	8.732	8.754	8.777	30'
30'	8.777	8.800	8.823	8.846	8.869	8.892	8.915	8.939	8.962	8.986	9.010	20'
40'	9,010	9.034	9.058	9.082	9.106	9.131	9.156	9.180	9.205	9.230	9.255	10'
50'	9.255	9.281	9.306	9.332	9.357	9.383	9.409	9.435	9.461	9.488	9.514	6°00'
84°00'	9.514	9.541	9.568	9.595	9.622	9.649	9.677	9.704	9.732	9.760	9.788	50'
10'	9.788	9.816	9.845	9.873	9.902	9.931	9.960	9.989	10.02	10.05	10.08	40'
20'	10.08	10.11	10.14	10.17	10.20	10.23	10.26	10.29	10.32	10.35	10.39	30'
30'	10.39	10.42	10.45	10.48	10.51	10.55	10.58	10.61	10.64	10.68	10.71	20'
40'	10.71	10.75	10.78	10.81	10.85	10.88	10.92	10.95	10.99	11.02	11.06	10'
50'	11.06	11.10	11.13	11.17	11.20	11.24	11.28	11.32	11.35	11.39	11.43	5°00'
85°00'	11.43	11.47	11.51	11.55	11.59	11.62	11.66	11.70	11.74	11.79	11.83	50'
10'	11.83	11.87	11.91	11.95	11.99	12.03	12.08	12.12	12.16	12.21	12.25	40'
20'	12.25	12.29	12.34	12.38	12.43	12.47	12.52	12.57	12.61	12.66	12.71	30'
30'	12.71	12.75	12.80	12.85	12.90	12.95	13.00	13.05	13.10	13.15	13.20	20'
40'	13.20	13.25	13.30	13.35	13.40	13.46	13.51	13.56	13.62	13.67	13.37	10'
50'	13.73	13.78	13.84	13.89	13.95	14.01	14.07	14.12	14.18	14.24	14.30	1°00'
COTANG												

TANG												
A	0'	1'	2'	3'	4'	5	6'	7'	8'	9'	10'	-
86°00'	14,30	14,36	14,42	14,48	14,54	14,61	14,67	14,73	14,80	14,86	14,92	50'
10'	14,92	14,99	15,06	15,12	15,19	15,26	15,33	15,39	15,46	15,53	15,60	40'
20'	15,60	15,68	15,75	15,82	15,89	15,97	16,04	16,12	16,20	16,27	16,35	30'
30'	16,35	16,43	16,51	16,59	16,67	16,75	16,83	16,92	17,00	17,08	17,17	20'
40'	17,17	17,26	17,34	17,43	17,52	17,61	17,70	17,79	17,89	17,98	18,07	10'
50'	18,07	18,17	18,27	18,37	18,46	18,56	18,67	18,77	18,87	18,98	19,08	3°00'
87°00'	19,08	19,19	19,30	19,41	19,52	19,63	19,74	19,85	19,97	20,09	20,21	50'
10'	20,21	20,33	20,45	20,57	20,69	20,82	20,95	21,07	21,20	21,34	21,47	40'
20'	21,47	21,61	21,74	21,88	22,02	22,16	22,31	22,45	22,60	22,75	22,90	30'
30'	22,90	23,06	23,21	23,37	23,53	23,69	23,86	24,03	24,20	24,37	24,54	20'
40'	24,54	24,72	24,90	25,08	25,26	25,45	25,64	25,83	26,03	26,23	26,43	10'
50'	26,43	26,64	26,84	27,06	27,27	27,49	27,71	27,94	28,17	28,40	28,64	2°00'
88°00'	28,64	28,88	29,12	29,37	29,62	29,88	30,14	30,41	30,68	30,96	31,24	50'
10'	31,24	31,53	31,82	32,12	37,42	32,73	33,05	33,57	33,69	34,03	34,37	40'
20'	34,37	34,72	35,07	35,43	35,80	36,18	36,56	36,96	37,36	37,77	38,19	30'
30'	38,19	38,62	39,06	39,51	39,97	40,44	40,92	41,41	41,92	42,43	42,96	20'
40'	42,96	43,51	44,07	44,64	45,23	45,83	46,45	47,09	47,74	48,41	49,10	10'
50'	49,10	49,82	50,55	51,30	52,08	52,88	53,71	54,56	65,44	56,35	57,29	1°00'
89°00'	57,29	58,26	59,27	60,31	61,38	62,50	63,66	64,86	66,11	67,40	68,75	50'
10'	68,75	70,15	71,62	78,14	74,73	76,39	78,13	79,94	81,85	83,84	85,94	40'
20'	85,94	88,14	90,46	92,91	95,49	98,22	101,1	104,2	107,4	110,9	114,6	30'
30'	114,6	118,5	122,8	127,3	132,2	137,5	143,2	149,5	156,3	163,7	171,9	20'
40'	171,9	180,9	191,0	202,2	214,9	229,2	245,6	264,4	286,5	312,5	343,8	10'
50'	343,8	382,0	429,7	491,1	573,0	687,5	859,4	1146	1719	3438	∞	0°00'
-	10'	9'	8'	7'	6'	5'	4'	3'	2'	1'	0'	A
COTANG												

BẢNG 5. ĐẶC TRƯNG CÁC KHỐI HÌNH HỌC

TÊN KHỐI	HÌNH	THỂ TÍCH	DIỆN TÍCH TOÀN PHẦN
LẬP PHƯƠNG		$V = a^3$	$S = 6a^2$
HÌNH HỘP		$V = abc$	$S = 2(ab + bc + ca]$
HÌNH THÁP		$V = \frac{1}{3} Bh$,	
THÁP CỤT		$V = \frac{1}{3} .h[B + \sqrt{B.b} + b]$,	
LĂNG KÍNH		$V = \frac{1}{6} [2a + a_1].b.h$,	

TÊN KHỐI	HÌNH	THỂ TÍCH	DIỆN TÍCH TOÀN PHẦN
ĐỐNG CÁT		$V = \frac{h}{6}[ab + (a + a_1)(b + b_1) + a_1b_1]$.	
TRỤ		$V = \pi R^2 h$	$S = 2\pi R(R + h)$
TRỤ LỆCH		$V = \pi R^2 \frac{h_1 + h_2}{2}$	$S_{xung\ quanh} = \pi R(h_1 + h_2)$ $S = \pi R\left[h_1 + h_2 + R + \sqrt{R^2 + \left(\frac{h_1 + h_2}{2}\right)^2}\right.$
ỐNG		$V = \frac{\pi}{4}.h.\left[D^2 - d^2\right]$.	
NÓN		$V = \frac{1}{3}\pi.R^2.h$	$S = \pi R(R + l)$

TÊN KHỐI	HÌNH	THỂ TÍCH	DIỆN TÍCH TOÀN PHẦN
NÓN CỤT		$V = \frac{\pi}{3}.h.\left[R^2 + Rr + r^2\right]$	$S = \pi\left[R^2 + r^2 + l(R + r)\right]$
CẦU		$V = \frac{4}{3}\pi R^3 = \frac{1}{6}.\pi.D^3$	$S = 4.\pi.R^2$
MÚI CẦU		$V = \frac{2}{3}.\pi.R^2.h$	$S = \pi R(a + 2h)$
CHỎM CẦU		$V = \frac{1}{3}.\pi.h^2(3R - h)$	$S = \pi[h^2 + 2a^2]$
THÙNG RƯỢU		$V = \frac{\pi h}{12}(2D^2 + d^2)$ $V = \frac{\pi h}{15}[2D^2 + Dd + \frac{3}{4}d^2]$	-

BẢNG 6. DIỆN TÍCH CÁC HÌNH

HÌNH	DẠNG	CÔNG THỨC TÍNH DIỆN TÍCH
TAM GIÁC	A, B, C, a, b, c, h	$S = \frac{b.h}{2} = \sqrt{p.(p-a)(p-b)(p-c)}$ với $p = \frac{1}{2}(a + b + c)$
BÌNH HÀNH	h, d, b; h, b	$S = b.h$; $d = \sqrt{b^2 + h^2}$
THOI	d, D	$S = \frac{D.d}{2}$
THANG	a, b, h	$S = \frac{a + b}{2}.h$
TRÒN	R, D	$S = \frac{\pi.b^2}{4} = 0,785D^2$; $C = 2\pi R = \pi D$

HÌNH	DẠNG	CÔNG THỨC TÍNH DIỆN TÍCH
QUẠT		$S = \frac{\pi R^2.\alpha}{360}$
VIÊN PHÂN		$S = \frac{R^2}{2}\left[\frac{\pi.\alpha}{180} - \sin\alpha\right]$

BẢNG 7. ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC CÁC HÌNH

HÌNH DÁNG	DIỆN TÍCH	MOMEN QUÁN TÍNH	SUẤT CHỐNG UỐN
h, x, x, b	$F = bh$	$I_x = \frac{bh^3}{12}$	$W_x = \frac{bh^2}{6}$
a, x, x, a	$F = a^2$	$I_x = \frac{a^4}{12}$	$W_x = \frac{a^3}{6}$

B, A, C, b, h, x, G, $\frac{2h}{3}$, $\frac{h}{3}$	$F = \frac{b.h}{2}$	$I_x = \frac{b.h^3}{36}$	$W_x^B = \frac{bh^2}{24}$ $W_x^C = \frac{bh^2}{12}$
D, x	$F = \frac{\pi.D^2}{4}$	$I_x = \frac{\pi.D^4}{64} = 0{,}0491.D^4$	$W_x = \frac{\pi D^3}{32} \approx 0{,}1D^3$
t = 0,2122 D x, G, t, D, $\frac{D}{2}$	$F = \frac{\pi D^2}{8}$	$I_x = 0{,}00687.D^4$	$W_1 = 0{,}03234.D^3$ $W_2 = 0{,}02385.D^3$
D, x, d	$F = \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4}$	$I_x = \frac{\pi D^4}{64}\left(1 - \frac{d^4}{D^4}\right)$ $= \frac{\pi D^4}{64}\left[1 - a^4\right]$	$W_x = \frac{\pi}{32} . \frac{D^4 - d^4}{D}$ $= \frac{\pi D^3}{32}\left[1 - a^4\right]$
x, 2b, 2a	$F = \pi.a.b$ $C = \pi\left[1{,}5(a + b) - \sqrt{ab}\right]$	$I_x = \frac{\pi ab^3}{4}$	$W_x = \frac{\pi ab^2}{4}$

BẢNG 8. TẢI TRỌNG ĐỘNG VÀ TĨNH

Công trình xây dựng chịu 4 loại tải trọng :

T : Tải trọng thường xuyên hay tải trọng tĩnh. Tức là trọng lượng vật liệu tạo dựng công trình.

D : Tải trọng sử dụng hay tải trọng động.

P : Tải trọng phụ xuất hiện định kỳ như gió, mưa, tuyết, tải trọng cần trục khi lắp máy, nhiệt độ không khí thay đổi.

B : Tải trọng đặc biệt, xuất hiện hãn hữu như : động đất, áp lực nước khi bị lụt, tải trọng do kết cấu bị phá hoại, ảnh hưởng nhiệt do công cụ sự cố, nhiệt độ giảm do thiết bị hỏng (thường chỉ xét một trong các yếu tố này. Vì ít khi có hai yếu tố xảy ra cùng một lúc).

Tổ hợp tải trọng

Khi tính kết cấu công trình phải xét ba tổ hợp sau :

Tổ hợp tải trọng chính gồm T, T + D, T + P, T + B ngoài hệ số quá tải thêm hệ số k = 1,0.

Tổ hợp tải trọng phụ : gồm TDP, TDB, TPB ngoài hệ số quá tải thêm hệ số k = 0,9.

Tổ hợp tải trọng đặc biệt : gồm TDPB ngoài hệ số quá tải thêm hệ số k = 0,8.

TẢI TRỌNG TĨNH

TT	Vật liệu	Trọng lượng kg/m³
1	Đất thiên nhiên	1.800
2	Gỗ các loại	800
3	Thép các loại	7850
4	Tường gạch đặc	1800
5	Tường gạch rỗng	1500
6	Vữa tô các loại	2000
7	Bêtông thường	2400
8	Bêtông cốt thép	2500

TẢI TRỌNG ĐỘNG

TT	Loại tải trọng	Tải trọng kg/m²	Hệ số quá tải ı
	A. Tải trọng sàn dầm		
1	- Sân thượng (không kể két nước, máy điện, thùng thông gió)	75	14
2	- Nhà ở, bệnh viện (không kể cửa chính, sảnh) vườn trẻ, lớp mẫu giáo (kể cả thiết bị phổ thông)	150	14
3	- Nhà ở tập thể, phòng làm việc, lớp hoc, gian sinh hoạt của buồng máy (kể cả thiết bị phổ thông)	200	14
4	- Đường đi nhà ở tập thể, phòng làm việc và gian sinh hoạt nhà tập thể.	300	13
5	- Nhà ăn, phòng tiệc, lễ đường (kể cả thiết bị phổ thông)	300	13
6	- Kịch viện, rạp chiếu bóng, câu lạc bộ, trường học, nhà ga, cửa chính và đường đi của các lễ đài.	400	12
7	- Nhà xưởng, kho tàng, bảo tàng, cửa hàng bách hóa đều tính theo thực tế nhưng không được nhỏ hơn.	400	1.: *
8	- Thư viện, buồng lưu trữ, sàn đan dưới đường xe ngầm đều tính theo thực tế, nhưng không được nhỏ hơn.	500	12
9	- Buồng máy công xưởng, đường về của băng chuyền vận chuyển kiểu nhỏ tính theo thực tế, nhưng không được nhỏ hơn.	200	1.: *
10	- Thang gác, cửa chính, bệ lớn và ban công : . Công trình mục 2 và mục 3 ở trên. . Các công trình khác.	300 400	14 14
	B. Những tải trọng khác		
11	- Tải trọng thẳng đứng và ngang của cầu trục	Tính theo	13
12	- Áp lực của thể lỏng	thực tế	11
13	- Áp lực của thể rời rạc	•	1.: *
14	- Áp lực của thể hơi	•	1.: *
15	- Trọng lượng bản thân ngoài mục 16	•	11
16	- Trọng lượng bản thân tấm giữ nhiệt và vật liệu nhồi	•	12

Ghi chú : Hệ số quá tải n có dấu * không được nhỏ hơn 1,2 (≥).

BẢNG 9. TẢI TRỌNG GIÓ

Tốc độ tiêu chuẩn :

Tốc độ tiêu chuẩn của gió là tốc độ lớn nhất trung bình trong 10 phút của gió đo ở độ cao 20*m* ký hiệu là v(*m/sec*).

Áp lực tiêu chuẩn :

Áp lực tiêu chuẩn của gió tính theo .

$$q_B = \frac{v^2}{16} \ (kg/m^2)$$

Tốc độ và áp lực của gió cho từng vùng :

Vùng	Tốc độ m/sec	Áp lực kg/m^2
Hải đảo, ven biển	44	120
Đồng bằng	40	100
Trung du	36	80
Miền núi	31	60

* Đối với thiết kế định hình lấy $q_B = 120\ kg/m^2$

Áp lực tính toán :

Áp lực tính toán của gió đối với công trình cho từng vùng tính theo công thức sau :

$$q = C.\ T.\ G.\ m.\ n.\ K.\ q_B \ (kg/m^2)$$

C là hệ số độ cao của công trình kiến trúc. Tính theo bảng sau tùy theo độ cao Hm.

H	C	H	C	H	C	H	C	H	C
5	0,62	20	1,00	70	1,37	140	1,63	240	1,86
6	0,66	30	1,11	80	1,41	160	1,68	260	1,90
8	0,74	40	1,19	90	1,46	180	1,73	280	1,93
10	0,80	50	1,26	100	1,50	200	1,78	300	1,97
15	0,91	60	1,32	120	1,57	220	1,82	310	1,98

T là hệ số lâu bền của công trình kiến trúc. Tính theo bảng sau :

Công trình	Quan trọng			Phổ thông	Tạm thời		
Thời hạn (năm)	500	200	100	60	40	20	15
Hệ số T	1,21	1,13	1,04	1,00	0,98	0,92	0,87

G là hệ số chướng ngại đối với công trình kiến trúc. Tùy theo khoảng cách vật cản đến công trình.

Khoảng cách vật cản Công trình	6H	7H	8H	10H
Hệ số G	0,50	0,60	0,70	0,80

m là hệ số chấn động của công trình kiến trúc.

Khi chu kỳ chấn động > 0,5 sec

. Đối với kết cấu thép m = 2,0

. Đối với kết cấu khác m = 1,5

n là hệ số quá tải của gió n = 1,3

K là hệ số động lực, tính theo bảng sau :

Hình dáng công trình	Hệ số K			
Chiều gió mái sát đất	α	0^0	30^0	60^0
	K	0,0	0,2	0,8
	H ≤ f như trên H > f như sau			
	α	≤ 15^0	30^0	≥ 60^0
	K	0,5	0,0	0,8
	α	≤ 15	30	≥ 60
	K	0,5	0,0	0,8
	Không liên quan α			

Hình dáng công trình	Hệ số K			
	α	≤ 15	30	≥ 60
	K	0,5	0,0	0,8
	α	≤ 15	30	≥ 60
	K	0,5	0,0	0,8
	α	0^0	30^0	≥ 60
	K_1	0,0	0,6	1,2
	K_2	1,2	-0,6	-0,2
	α	0	30	≥ 60
	K	0,0	0,6	1,2
	α	0	30	≥ 60
	K_1	0,0	0,6	1,2
	K_2	1,2	-0,6	-0,2
	α	0	30	≥ 60
	K_1	0,0	0,6	1,2
	K_2	1,2	-0,6	-0,2

<table>
<tr><td rowspan="1"></td><td colspan="3">$\alpha_1 = 10^\circ$; $\alpha_2 = 30^\circ$</td></tr>
<tr><td rowspan="2">L</td><td>$\frac{f}{L}$</td><td>0,1</td><td>0,5</td></tr>
<tr><td>K</td><td>−0.8</td><td>−1,3</td></tr>
<tr><td>Chiều gió
Tường rào</td><td colspan="3">K = 1,4</td></tr>
</table>

* Sau khi tính, tổng các hệ số, áp lực tính toán của gió không được nhỏ hơn 80 và lớn hơn $300 kg/m^2$.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. **S. Timoshenko** : *Résistance des matériaux*

   Paris et Lièges 1947.

2. **H. Cross** : *Moment Distribution Method* 1950.

3. **V.I. Skatynoki** : *Mannyi spravochnik stroitelia*

   Kiev, 1960.

4. **Bui Đức Tiển** : *Cẩm nang thiết kế*

   Cục Doanh trại – quân đội NDVN 1961.

5. **PTS. Nguyễn Văn Phó** : *Lý thuyết thiết kế tối ưu*

   Giáo trình trên đại học 1987.

6. **GS.TS. Nguyễn Trâm** : *Phương pháp số*

   Giáo trình trên đại học 1987.

7. **GS.PTS. Phạm Khắc Hùng** : *Lý thuyết độ tin cậy và dự báo tuổi thọ công trình*

   Giáo trình trên đại học 1987.

MỤC LỤC

Thạc sĩ **BÙI ĐỨC TIỂN**

CẨM NANG KẾT CẤU XÂY DỰNG

(Tái bản)

Chịu trách nhiệm xuất bản :

TRỊNH XUÂN SƠN

Biên tập : HOÀNG HÀ
Sửa bản in : BÙI ĐỨC TIỂN
Trình bày bìa : HS. BỬU SINH